



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

工學碩士 學位論文

연안교랑에 작용하는 단파 및 고립파에 의한 파력에 관한 수치시뮬레이션

**Numerical Simulation for Tsunami Force Acting on
Onshore Bridge of Bore and Solitary wave**



2017年 2月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

禹 炅 煥

본 논문을 우경환의 공학석사 학위논문으로 인준함.

위원장 : 경 갑 수 (인)

위 원 : 이 재 하 (인)

위 원 : 김 도 삼 (인)



2017年 2月

한국해양대학교 대학원

목 차

List of Tables	iv
List of Photos	v
List of Figures	vi
Abstract	viii
요약	x

제 1 장 서론

1.1 연구의 배경 및 목적	1
1.2 연구의 구성	3
Reference	5

제 2 장 TWOPM-3D의 수치해석이론

2.1 기초방정식	8
2.2 LES에 의한 난류응력의 해석	9
2.3 각 상에서 경계면의 추적	10
2.4 SMAC법에 의한 이산화	11
Reference	14

제 3 장 연안교랑에 작용하는 단파에 의한 파력

3.1 단파의 수치조파	15
3.2 수치해석의 검증	
3.2.1 Nakao et al.(2010)의 수리실험과 본 수치해석의 개요	15
3.2.2 수치해석의 결과	16
3.3 단파강도의 변화에 따른 수위변동 및 작용파력의 변화	
3.3.1 계산조건	20
3.3.2 수위변동	21
3.3.3 작용파력과 시·공간분포	21

3.4 수심의 변화에 따른 수위변동 및 작용파력의 변화	
3.4.1 수위변동	27
3.4.2 작용파력과 시·공간분포	28
3.5 연안교량의 형상에 따른 작용파력의 변화	
3.5.1 연안교량의 형상	33
3.5.2 작용파력과 시·공간분포	33
3.6 결론	38
Reference	40

제 4 장 연안교량에 작용하는 고림파에 의한 파력

4.1 고림파의 수치조파	41
4.2 수치해석의 검증	
4.2.1 Seiffert et al.(2014)의 수치실험과 본 수치해석의 개요	43
4.2.2 수치해석의 결과	44
4.3 파고의 변화에 따른 수위변동 및 작용파력의 변화	
4.3.1 계산조건	49
4.3.2 수위변동	50
4.3.3 작용파력과 시·공간분포	51
4.4 연안교량의 위치에 따른 수위변동 및 작용파력의 변화	
4.4.1 계산조건	54
4.4.2 수위변동	55
4.4.3 작용파력과 시·공간분포	55
4.5 연안교량의 형상에 따른 작용파력의 변화	
4.5.1 연안교량의 형상	64
4.5.2 작용파력과 시·공간분포	64
4.6 결론	68
Reference	70

제 5 장 결론

5.1 연안교량에 작용하는 단파에 의한 파력

5.1.1 수치해석의 검증	71
5.1.2 단파강도의 변화에 따른 작용파력의 변화	71
5.1.3 수심의 변화에 따른 작용파력의 변화	72
5.1.4 연안교량의 형상에 따른 작용파력의 변화	72
5.2 연안교량에 작용하는 고림파에 의한 파력	
5.1.1 수치해석의 검증	72
5.1.2 파고의 변화에 따른 작용파력의 변화	72
5.1.3 연안교량의 위치에 따른 작용파력의 변화	72
5.1.4 연안교량의 형상에 따른 작용파력의 변화	73



List of Tables

Table 1.1. Average height of bridges located in the East Coast.

2



List of Photos

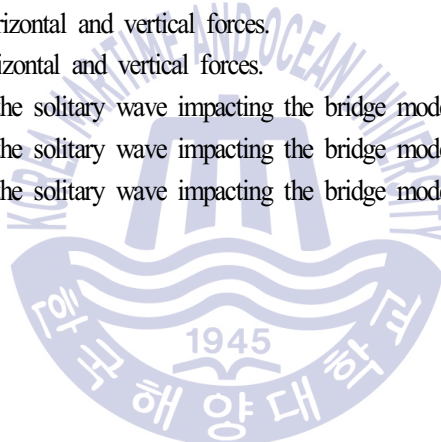
Photo 1.1. Bridges damaged by the tsunami generated by the Tohoku Earthquake in Japan in 2011. 2



List of Figures

Fig. 3.1.	Numerical setup(Nakao et al., 2010).	16
Fig. 3.2.	Comparison of the computed water level with the experimental data.	18
Fig. 3.3.	Comparison of the computed horizontal and vertical forces with the experimental data($B/D=2$).	18
Fig. 3.4.	Comparison of the computed maximum horizontal and vertical forces with the experimental data($B/D=2$).	19
Fig. 3.5.	Comparison of experiment and simulation($B/D=4$, $h_1=25\text{cm}$).	20
Fig. 3.6.	Numerical setup.	21
Fig. 3.7.	Profiles of water level and maximum water level.	21
Fig. 3.8.	Profiles of horizontal and vertical forces.	24
Fig. 3.9.	Comparison of maximum horizontal and vertical forces.	24
Fig. 3.10.	Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model ($h_1=16\text{cm}$, $h_0=3\text{cm}$).	25
Fig. 3.11.	Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model ($h_1=18\text{cm}$, $h_0=3\text{cm}$).	26
Fig. 3.12.	Profiles of water level and maximum water level.	28
Fig. 3.13.	Profiles of horizontal and vertical forces.	29
Fig. 3.14.	Comparison of maximum horizontal and vertical forces.	30
Fig. 3.15.	Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model ($h_1=16\text{cm}$, $h_0=7\text{cm}$).	31
Fig. 3.16.	Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model ($h_1=18\text{cm}$, $h_0=9\text{cm}$).	32
Fig. 3.17.	Bridge type and its dimension.	33
Fig. 3.18.	Profiles of horizontal and vertical forces.	35
Fig. 3.19.	Comparison of maximum horizontal and vertical forces.	35
Fig. 3.20.	Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model (without girder).	36
Fig. 3.21.	Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model (with two girders).	37
Fig. 3.22.	Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model (with six girders).	38
Fig. 4.1.	Numerical setup.	44
Fig. 4.2.	Maximum horizontal force ($h=8.6\text{cm}$).	46
Fig. 4.3.	Maximum vertical force ($h=8.6\text{cm}$).	47
Fig. 4.4.	Maximum horizontal force ($h=11.4\text{cm}$).	48
Fig. 4.5.	Maximum vertical force ($h=11.4\text{cm}$).	49
Fig. 4.6.	Numerical setup.	50
Fig. 4.7.	Profiles of water level and maximum water level.	51
Fig. 4.8.	Profiles of horizontal and vertical forces.	52

Fig. 4.9.	Maximum horizontal and vertical forces.	53
Fig. 4.10.	Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($a=8\text{cm}$).	54
Fig. 4.11.	Schematic sketch of computational domain.	55
Fig. 4.12.	Profiles of water level and maximum water level.	55
Fig. 4.13.	Profiles of horizontal and vertical forces.	56
Fig. 4.14.	Maximum horizontal and vertical forces.	58
Fig. 4.15.	Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($D=0\text{cm}$).	59
Fig. 4.16.	Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($D=50\text{cm}$).	60
Fig. 4.17.	Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($D=100\text{cm}$).	61
Fig. 4.18.	Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($D=150\text{cm}$).	62
Fig. 4.19.	Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($D=200\text{cm}$).	63
Fig. 4.20.	Bridge type and its dimension.	64
Fig. 4.21.	Profiles of horizontal and vertical forces.	65
Fig. 4.22.	Maximum horizontal and vertical forces.	66
Fig. 4.23.	Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model(without girder).	66
Fig. 4.24.	Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model(with two girders).	67
Fig. 4.25.	Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model(with six girders).	68



Numerical Simulation for Tsunami Force Acting on Onshore Bridge of Bore and Solitary wave

by

Kyung Hwan Woo

Department of Civil and Environmental Engineering

Graduate School

Korea Maritime University



ABSTRACT

Recently, many damage caused by the earthquake has been reported as the frequency of earthquake has increased rapidly around the world. Typical examples of the tsunami are found in Indian Ocean tsunami occurred in December 26th, 2004, tsunami caused by an earthquake in Chile in February 27th, 2010 and tsunami resulting from Great East Japan Earthquake in March 11th, 2011, which caused not only tremendous casualties, but they also caused tremendous damage to the coastal areas. In coastal areas, some sections of roads and railways are often composed of bridges, many cases have been reported in which onshore bridges built on coastal areas and rivers have been lost at the time of the Indian Ocean tsunami and the East Japan tsunami. From the damage situation of onshore bridge due to the tsunami until now, it is very important to understand the tsunami force acting on onshore bridge in order to investigate the definite cause of loss or destruction of the onshore

bridge due to the tsunami.

In the present work, the interaction analysis between tsunami bore and solitary wave and onshore bridge is approached by a numerical method, where the tsunami bore is generated by difference of upstream side and downstream side water levels, the solitary wave is generated numerically in numerical wave channel. Numerical simulation in this paper was carried out by TWOPM(three-dimensional one-field model for immiscible two-phase flows), which is based on Navier-Stokes solver. From the comparison and analysis of the numerical analysis results with the existing experimental results, it was confirmed the applicability of force acting on onshore bridge. In case of bore, tsunami bore strength, water depth, onshore bridge form and number of girder are changed, incase of solitary wave, solitary wave height, water depth, onshore bridge location and number of girder are changed. From this, we discussed the characteristics of horizontal force and vertical force(uplift force and downward force) changes including water level and velocity change, and the entrained air in the fluid flow highly affected the vertical force.



연안교량에 작용하는 단파 및 고립파에 의한 파력에 관한 수치시뮬레이션

禹炅煥

韓國海洋大學校 大學院
土木環境工學科

요 약

근래, 세계적으로 지진의 발생빈도가 급증함에 따라 지진에 의한 피해가 다수 보고되고 있다. 대표적인 예로 2004년 12월 26일 발생한 규모 9.1의 지진에 의한 인도양지진해일과 2010년 2월 27일 칠레에서 발생한 규모 8.8의 지진에 의한 지진해일, 가장 최근의 예로 2011년 3월 11일 일본에서 발생한 규모 9.0의 동일본대지진에 의한 지진해일 등을 들 수 있다. 이러한 지진해일은 연안으로 내습시 엄청난 인명피해 뿐만 아니라 연안역에 엄청난 피해를 초래한다. 여기서, 연안역에서 도로와 철도의 일부 구간은 교량으로 구성된 경우가 많고, 인도양지진해일과 동일본지진해일시에 해안가와 하천에 가설된 연안교량들이 유실된 수 많은 사례가 보고되어 있다. 지금까지 지진해일에 의한 연안교량의 피해상황으로부터 지진해일로 인하여 연안교량이 유실되거나 파괴되는 명확한 원인을 규명하기 위해서는 연안교량에 작용하는 지진해일파력을 파악하는 것이 매우 중요한 요소라고 판단된다.

본 연구에서는 단파 및 고립파와 연안교량과의 상호작용해석에 수치해석적인 방법으

로 접근되며, 이 때 수치파동수로에서 단파는 상·하류측의 수위차로부터 조파되고, 고립파는 수치조파된다. 수치해석법에는 Navier-Stokes solver에 기초한 3차원혼상류해석법인 TWOPM-3D를 적용하며, 본 수치해석결과와 기존의 실험결과와의 비교·분석으로부터 작용파력의 타당성을 충분히 확인할 수 있었다. 이로부터 단파의 경우에는 단파강도, 수심 및 Girder 수 등을 변화시키고 고립파의 경우에는 고립파의 파고, 연안교량의 형상 및 Girder 수 등을 변화시켜, 이에 따른 수위변화와 유속변화를 포함하여 수평파력과 연직파력(Uplift파력과 Downward파력)의 변동특성을 면밀히 검토하였으며, 흐름에 의해 유체 중에 연행되는 공기가 연직파력에 큰 영향을 미치는 것 등을 알 수 있었다.



제 1장 서론

1.1 연구의 배경 및 목적

근래, 세계적으로 지진의 발생빈도가 급증함에 따라 지진에 의한 피해가 다수 보고되고 있고, 뿐만 아니라 해저지진이나 해저지반의 활동 혹은 해저화산 등에 의해 수 분에서 수 시간의 주기를 갖는 지진해일이 발생하며, 이러한 지진해일은 일반적으로 연안에 가까워짐에 따라 천수, 굴절, 회절 및 쇄파 등에 의해 변형되며, 해안에 접근하는 동안 응축된 에너지는 파고를 증가시키고, 동시에 파장이 감소되는 현상이 동반된다. 대표적인 예로 2004년 12월 26일 발생한 규모 9.1의 지진에 의한 인도양지진해일과 2010년 2월 27일 칠레에서 발생한 규모 8.8의 지진에 의한 지진해일, 가장 최근의 예로 2011년 3월 11일 일본에서 발생한 규모 9.0의 동일본대지진에 의한 지진해일 등을 들 수 있다.

한편, 지진해일은 경우에 따라 막대한 인명피해 뿐만 아니라 저지대의 침수·범람에 따른 가옥의 파괴, 항만, 도로 및 철도와 같은 사회간접자본의 치명적인 붕괴 등 연안역에 엄청난 피해를 초래한다. 여기서, 연안역에서 도로와 철도의 일부 구간은 교량으로 구성된 경우가 많고, 인도양지진해일과 동일본지진해일시에 해안가와 하천에 가설된 연안교량들이 유실된 수 많은 사례가 보고되어 있다. 이러한 연안교량의 파괴는 긴급한 피해 복구를 포함한 사회·경제활동에도 심각한 지장을 발생시킨다. Photo 1에 동일본대지진에 의한 지진해일로 연안교량이 피해를 입는 당시의 상황을 나타낸다.

국내에서는 지진해일에 의한 교량의 피해사례가 보고된 바는 없지만 Kim et al.(2015)은 해외에서 발생한 지진해일에 의한 교량의 피해유형을 검토하고, 지진해일이 내습할 가능성이 높은 동해연안에 가설된 연안교량에 대해 교량의 형상과 교각높이 등을 조사하여 다음의 Table 1과 같은 결과를 제시하고 있다. 이에 따르면 전체 15m 이하의 교량 중에 5m 이하의 교량이 57%로 가장 많은 부분을 포함한다. 이로부터 1983년 동해안의 임원항에 내습한 중부지진해일의 경우 처오름고가 5m 정도이었다는 것을 감안하면 중부지진해일급 이상의 지진해일이 내습하는 상황에서는 지진내일에 의한 연안교량의 피해가 충분히 예상될 수 있다.



Photo 1.1. Bridges damaged by the tsunami generated by the Tohoku Earthquake in Japan in 2011.

Table 1.1. Average height of bridges located in the East Coast.

Superstructure Height	RC slab	PSC I	Rahmen	Steel box girder	Sum
1-5m	74%	31%	63%	19%	57%
6-10m	25%	42%	35%	51%	33%
11-15m	1%	27%	2%	30%	9%

지진해일은 지형적인 요소와 결부되면서 지진해일은 수심이 깊은 경우에는 고립파로, 수심이 얇은 경우는 단파로 연안에 도달하기 때문에 지진해일과 연안교량으로 대표되는 구조물과의 상호작용해석에서는 단파 혹은 고립파로 근사될 수 있다(Ramsden, 1993). 여기서, 연안교량에 작용하는 지진해일파력에 대한 연구는 2004년 인도양지진해일시에 다수의 교량이 유실되는 피해를 입은 이후 본격적으로 수행되기 시작하였다. 예로, Iemura et al.(2005), Shoji and Moriyama(2007) 등은 당시 교량의 피해정도 및 교량의 안정성에 대해, Araki(2010a; 2010b) 등은 실험에 기초하여 교량에 작용하는 지진해일파력에 대해, Shoji et al.(2009)은 지진해일파력의 분류에 대해, Shigihara et al.(2010)은 지진해일파력과 교량의 안전율에 대해 각각 연구를 수행하였다. 특히, Shoji et al.(2010)은 쇄파단파의 작용하에 교량에 작용하는 수평 및 연직방향의 지진해일파력의 연구를 수행하였다. 한편, 지진해일파력의 수치해석에서는 대부분이 고정도의 수치해석법으로 알려진 Navier-Stokes운동방정식과 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 병용하는 수법 혹은 SPH(Smoothed-Particle Hydrodynamics)법 등을 적용하고 있다. 이에 대한 연구사례로 Arikawa et al.(2005), Xiao and Huang(2008), Shigihara et al.(2010), Nakamura et al.(2013),

Tanabe et al.(2013), Yim and Azadbakht(2013), Bricker and Nakayama(2014) 및 Xu(2015) 등의 다수를 들 수 있다. 이들의 대부분은 수치결과를 실험결과와 비교하여 수치해석의 유용성을 확인하고 있다. 또한, 지진해일파력의 수치해석에 Navier-Stokes solver에 기초한 혼상류해석법으로부터 지진해일과 교량의 상호작용에서 특히 공기의 역할을 규명하고 있는 연구사례도 있으며, 이에 대해서는 항력과 관성력을 고려한 Morison식으로부터 고립파에 의한 지진해일파력을 추정한 Kim et al.(2016), 단파의 전파과정에서 발생하는 공기의 혼입이 파력에 미치는 영향을 검토한 Murakami et al.(2013) 및 교량에 작용하는 단파에 의한 파력의 분류에 대한 Lau et al.(2011) 등을 들 수 있다. 한편, 연안교량에 작용하는 파력의 저감을 위한 연구도 수행되어 왔으며, 이에 대한 연구사례로 교량 Deck의 상부 Parapet에 구멍을 설치하여 수평파력을 감소시키는 방법(Lau et al., 2010), 교량 Deck에 Airvent를 설치하여 연직파력을 감소시키는 방법(Bozorgnia et al., 2011), 교량 전면부에 Fairing을 설치하는 방법(Zhang et al., 2010) 등의 연구를 들 수 있다.

본 연구에서는 지진해일을 고립파와 단파로 가정하여 지진해일과 연안교량과의 상호작용해석을 수치적으로 수행한다. 수치해석기법으로는 연안교량에 작용하는 지진해일파력을 고정도로 해석할 수 있고, 또한 유용성이 충분히 검증된 전술의 3차원혼상류해석법인 TWOPM-3D(3D one-field model for immiscible two-phase flows)를 적용한다(Lee et al., 2011). 동시에, TWOPM-3D에 의한 수치해석결과의 검증은 Nakao et al.(2010)과 Seiffert et al.(2014)에 의한 수조실험결과와의 비교·분석으로부터 검토된다. 이와 같은 타당성을 근거로 2004년 인도양지진해일시에 피해를 입은 인도네시아 Lueng Le Bridge(Shoji et al., 2009)를 중심으로 단파의 경우에는 단파강도, 수심, 연안교량의 형상 및 Girder 수 등을 변화시키고 고립파의 경우에는 고립파의 파고, 연안교량의 위치 및 형상을 변화시켜 연안교량에 작용하는 작용파력의 변화특성을 검토·분석한다.

1.2 연구의 구성

본 연구는 5장으로 구성되며, 각 장의 내용은 다음과 같다.

- 1) 제 1장에서는 본 연구의 배경 및 목적에 대하여 서술하고, 연구의 구성에 대하여 간단히 기술한다.
- 2) 제2장에서는 본 연구의 수치해석법에 사용되는 3차원혼상류해석법(3-D one-field

Model for immiscible TWO-Phase flows : TWOPM-3D)에 대해 서술한다. TWOPM-3D에서는 Navier-Stokes solver를 기초방정식으로, 수면형의 추적에는 VOF법(Hirt & Nichols, 1981)을, 이산방정식에는 SMAC법(Amsden & Harlow, 1970)을, 난류해석에는 LES모델(Smagorinsky, 1963)을 각각 적용한다. 한편, 대상파랑을 조파소스에 의해 조파하고, 파랑의 무반사에 스폰지층을 사용하는 3차원수치파동수로를 적용한다. 이상의 수치해석이론에 대해 상세히 서술한다.

3) 제 3장에서는 지진해일단파(tsunami bore) 혹은 조석단파(tidal bore)와 같은 단파의 형성과 동일한 방법으로 조파하여 Nakao et al.(2010)의 실험결과와 비교·분석하여 본 수치해석법의 타당성을 검증한다. 이로부터 교랑의 종류, 단파강도, 수심 및 Girder 수 등에 따른 수위변화와 유속변화를 포함하여 수평파력과 연직파력(Uplift파력과 Downward파력)의 변동특성을 면밀히 검토한다.

4) 제 4장에서는 본 연구의 조파방법으로 고립파를 수치조파하여 Seiffert et al.(2014)의 실험결과와 비교·분석하여 본 수치해석법의 타당성을 검증한다. 이로부터 고립파의 파고, 교랑의 위치 및 Girder 수 등의 변화에 따른 수위변화와 유속변화를 포함하여 수평파력과 연직파력(Uplift파력과 Downward파력)의 변동특성을 면밀히 검토한다.

5) 제 5장에서는 이상으로부터 도출된 중요한 사항을 요약하여 본 논문의 결론으로 한다.

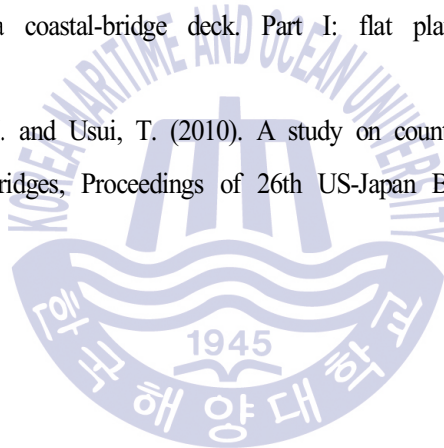
Reference

- Araki, S., Ishino, K. and Degochi, I. (2010a). Characteristics of tsunami fluid force acting on girder bridge, Proceedings of 20th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE, 775-779.
- Araki, S., Sakahita, Y. and Deguchi, I. (2010b). Characteristics of horizontal and vertical tsunami force acting on bridge beam, Annual Journal of Coastal Engineering, JSCE, B2-66(1), 796-800 (n Japanese).
- Arikawa, T., Ikebe, M., Yamada, F., Shimosako, K. and Imamura, F. (2005). Large model test of tsunami force on a revetment and on a land structure, Proceedings of Coastal Engineering, JSCE, 52, 746-750 (in Japanese).
- Bozorgnia, M., Lee, J. J. and Raichlen, F. (2011). Wave structure interaction : Role of entrapped air on wave impact and uplift forces, ICCE 2010, ASCE.
- Bricker, J. and Nakayama, A. (2014). Contribution of trapped air, deck superelevation and nearby structures to bridge deck failure during a tsunami, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 140(5), 05014002.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries., Journal of Computational Physics, 39, 201-225.
- Iemura, H., Pradono, M. H. and Takahashi, Y. (2005). Report on the tsunami damage of bridges in Banda Aceh and some possible countermeasures, Proceedings of 28th Earthquake Engineering Symposium, JSCE (in Japanese).
- Kim, D. S., Kyung, K. S., Lee, Y. D. and Woo, K. H. (2016). Evaluating method of solitary wave-induced tsunami force acting on an onshore bridge in coastal area. Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea, 29(2), 149-159 (in Korean).
- Kim, J. Y., Yoon, J. S. Lee, P. S. and Kim, Y. S. (2015). Damage assessment of bridges caused by tsunami, Journal of Korean Society of Hazard Mitigation, 15(3), 1-8 (in Korean).
- Lau, T. L., Lukkunaprasit, P., Ruangrassamee, A. and Ohmachi, T. (2010). Performance of bridges with solid and perforated parapets in resisting tsunami attacks, Journal of Earthquake and

Tsunami, 4(2), 95-104.

- Lau, T. L., Ohmachi, T., Inoue, S. and Lukkunaprasit, P. (2011). Experimental and numerical modeling of tsunami force on bridge decks, Mokhtari, M. (Ed.), Tsunami-A Growing Disaster. InTech. 2005, 105-130 (chapter 6).
- Lee, K. H., Ha, S. W., Lee, K. S. and Kim, D. S. (2011). Numerical analysis for three-dimensional tsunami force acting on multi-onshore structures, Journal of Korean Society of Civil Engineers, KSCE, 31(2B), 175-185 (in Korean).
- Murakami, K., Yamaguchi, Y. and Maki, D. (2013). 2-phase flow analysis of tsunami forces acting on bridge structures, Journal of Japan Society of Civil Engineers, 69(2), 347-352 (in Japanese).
- Nakamura, T., Mizutani, N. and Ren, X. (2013). Numerical analysis of tsunami-induced wave force acting on a bridge deck and its effects on the motion of the bridge deck, Journal of Japan Society of Civil Engineers, 69(4), 120-130 (in Japanese).
- Nakao, H., Izuno, K. and Kobayashi, H. (2010). Study on relation of velocity and wave height to hydrodynamic force on bridges by tsunami, Journal of Structural Engineering, JSCE, 56A, 564-575 (in Japanese).
- Ramsden, J. D. (1993). Tsunami : forces on a vertical wall caused by long waves, bores, and surges on a dry bed, Ph.D. Dissertation, California Institute of Technology.
- Shigihara, Y., Fujima, K. and Kosa, K. (2010). Reevaluation of tsunami force acted on the bridges of the neighborhood of Banda Aceh in the 2004 Indian Ocean Tsunami, Journal of Japan Society of Civil Engineers, 66(1), 231-235 (in Japanese).
- Shoji, G., Hiraki, Y., Fujima, K. and Shigihara, Y. (2010). Experimental study on fluid force acting on a bridge deck subjected to plunging breaker bores and surging breaker bores, Journal of Coastal Engineering, ASCE, 66, 801-805.
- Shoji, G. and Moriyama, T. (2007). Evaluation of the structural fragility of a bridge structure subjected to a tsunami wave load, J. Nat. Disaster Sci., 29(2), 73-81.
- Shoji, G., Moriyama, T., Fujima, K., Shigihara, Y. and Kasahara, K. (2009). Experimental study associated with a breaking tsunami wave load acting onto a single span bridge deck, Journal of Structural Engineering, JSCE, 55A, 460-470 (in Japanese).

- Tanabe, S., Asai, M. and Sonoda, Y. (2013). Numerical evaluation of fluid force acted on bridge girders during tsunami by using particle method, APCOM & ISCM, Singapore.
- Xiao, H. and Huang, W. (2008). Numerical modeling of wave runup and forces on an idealized beachfront house, *Ocean Engineering*, 35, 106-116.
- Xu, G. (2015). Investigating wave forces on coastal bridge deck, Ph.D Dissertation, Louisiana State University.
- Yim, S.C. and Azadbakht, M. (2013). Tsunami forces on selected California Coastal Bridges, Final Report Submitted to the California Department of Transportation (Caltrans) under Contract No. 65A0384.
- Seiffert, B., Hayatdavoodi, M. and Ertekin, R. C. (2014). Experiments and computations of solitary-wave forces on a coastal-bridge deck. Part I: flat plate, *Coastal Engineering*, 88, 194-209.
- Zhang, G., Hoshikuma, J. I. and Usui, T. (2010). A study on countermeasure for reducing effect of tsunami on highway bridges, *Proceedings of 26th US-Japan Bridge Engineering Workshop*, 175-83.



제 2장 TWOPM-3D의 수치해석이론

2.1 기초방정식

서로 혼합되지 않는 혼상(multi-phase)의 점성 및 비압축성 유체를 고려하면 각각의 유체는 서로 다른 상의 유체와 명확한 경계면으로 식별될 수 있다. 즉, 혼상유체의 흐름운동에서 경계면의 추적이 가능할 경우 서로 혼합되지 않는 혼상유체의 운동에 대해서 단일유체모델(one-filed model for immiscible two-phase fluid)을 적용할 수 있다. 단일유체모델은 각 상의 유체가 국소질량중심과 함께 이동하는 것으로 가정하여 식(2.1) 및 식(2.2)~(2.4)와 같이 단일의 연속방정식(2.1)과 각 방향의 Navier-Stokes 운동방정식(2.2)~(2.4)의 시스템에 의해 기술될 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = q^* \quad (2.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{q}} \frac{\partial p}{\partial x} \\ & + \frac{\partial}{\partial x}(-\tau_{xx} + 2\hat{v}D_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y}(-\tau_{xy} + 2\hat{v}D_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z}(-\tau_{xz} + 2\hat{v}D_{xz}) + \frac{F_s}{\hat{q}} \\ & - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial x} \end{aligned} \quad (2.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{q}} \frac{\partial p}{\partial y} \\ & + \frac{\partial}{\partial x}(-\tau_{yx} + 2\hat{v}D_{yx}) + \frac{\partial}{\partial y}(-\tau_{yy} + 2\hat{v}D_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z}(-\tau_{yz} + 2\hat{v}D_{yz}) + \frac{F_s}{\hat{q}} \\ & - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial y} \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = & - \frac{1}{\hat{q}} \frac{\partial p}{\partial z} \\ + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{zx} + 2\hat{v}D_{zx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{zy} + 2\hat{v}D_{zy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{zz} + 2\hat{v}D_{zz}) + \frac{F_s}{\hat{q}} \\ & - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - g - \lambda w \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$q^* = \begin{cases} q(y, z, t) / \delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases} \quad (2.5)$$

여기서, t 는 시간, u, v, w 는 x, y, z 방향에 대한 각 유속성분, p 는 압력, g 는 중력가속도, τ_{ij} 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서 난류응력, D_{ij} 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분, F_s 는 표면장력에 의한 체적력, λ 는 부가감쇠영역에서의 감쇠계수, $\hat{\rho}$ 는 밀도, \hat{v} 는 동점성계수를 각각 나타낸다. q^* 는 조파소스의 유량밀도로, 조파소스가 위치하는 $x = x_s$ 이외의 영역에서는 0으로 주어진다. δ_x 는 $x = x_s$ 를 포함하는 x 방향의 격자폭이다. 또한, 위의 식에서 밀도 및 동점성계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체(여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식 (2.2)~(2.4)에 의해 표현된다. 이와 같은 단일유체모델은 계산격자 내에 다상유체의 균질 혼합을 가정한 혼합유체모델과 대조적인 것으로, 경계면을 통한 각 상 사이의 상호작용을 고려할 수 있는 장점이 있다(Akiyama and Aritomi, 2002). 또한, 경계면에서 혼상유체의 거동을 밀도와 점성에 대하여 가중평균을 이용한 단일의 운동방정식을 적용함으로써 혼상류해석에서는 복잡한 자유수면경계조건이 필요하지 않게 되며, 구조물의 천단상로의 월류 및 월파와 같은 복잡한 수면변동에 대한 물리현상을 용이하게 재현할 수 있고, 자유수면의 처리에 대한 수치프로그램을 보다 간략하게 구성할 수 있다는 큰 장점을 지닌다.

2.2 LES에 의한 난류응력의 해석

SGS에서 와에 의한 에너지소산을 고려하기 위해 Smagorinsky model(Smagorinsky, 1963)을 적용하였다. Smagorinsky model은 필터폭을 대표길이로 하는 와점성모델이며, LES와 동일시될 정도로 대표적인 모델이다. Smagorinsky model에서는 난류응력 τ_{ij} 를 와

점성근사를 도입하여 다음의 식으로 나타낸다.

$$\tau_{ij} = -2v_e D_{ij} \quad (2.6)$$

여기서, v_e 는 와동점계수로 다음의 식(2.7)에 나타내는 바와 같이 특성길이(필터폭) Δ 와 변위-응력텐서 D_{ij} 의 강도에 비례한다.

$$v_e = (C_s \Delta)^2 |D_{ij}| \quad (2.7)$$

여기서, C_s 는 Smagorinsky의 상수로 본 연구에서는 $C_s=0.173$ 을 적용하였다. 또한, SGS의 특성길이 Δ 와 변위-응력텐서 D_{ij} 의 강도는 다음과 같이 결정된다.

$$\Delta = \sqrt[3]{\Delta_x \Delta_y \Delta_z} \quad (2.8)$$

$$|D_{ij}| = 2(D_{xx}^2 + D_{yy}^2 + D_{zz}^2) + 4(D_{xy}^2 + D_{yz}^2 + D_{zx}^2) \quad (2.9)$$

2.3 각 상에서 경계면의 추적

본 연구에서는 2상의 기체와 액체가 구성하는 경계면의 추적법으로 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 적용한다. Hirt and Nichols(1981)에 의해 제안된 VOF법 이후로 GENSMAC(Tome and McKee, 1994), TUMMAC(Miyata and Nishimura, 1985), FCT-VOF(Rudman, 1997) 및 MARS(Kunugi, 2000)을 포함한 많은 수정 및 확장된 경계면의 추적법이 접면의 재구축으로 인한 오차를 줄이기 위하여 대체스킴으로 제안되어 왔다. 그러나, 이러한 방법은 수치모델 자체가 가지고 있는 복잡한 알고리즘 때문에 부가적인 계산시간이 요구되며, 특히 3차원수치해석의 경우에는 수치모델의 적용성이 분명하지 않을 뿐만 아니라 상당한 부가적인 계산시간이 요구된다. 비록 Hirt and Nichols(1981)의 VOF법이 경계면의 재구축에 SLIC(Simplified Line Interface Calculation)을 사용하지만 그의 적용에 대해서는 많은 연구자들에 의해 검증되어 왔다. 이와 같은 배경에 기초하여 본 연구는 상당한 계산시간을 요구하는 3차원수치해석이므로 기존의

VOF법을 적용하는 것으로 하였다.

VOF법은 0(기체의 경우)에서 1(액체의 경우)까지의 범위를 갖는 컬러함수(color function)인 VOF함수 F 에 기초를 두고 있다. VOF함수를 사용하면 $0 < F < 1$ 을 갖는 각 계산셀에서 혼합되지 않는 두 유체간의 경계면이 결정된다. 또한, 경계면이 위치하는 계산셀에서 2상의 유체밀도 $\hat{\rho}$ 와 동점성계수 $\hat{\nu}$ 는 각각 다음과 같이 주어지는 VOF함수에 의해 평가된다.

$$\hat{\rho}_{ijk} = F_{ijk} \langle \rho_w \rangle_{ijk} + (1 - F_{ijk}) \langle \rho_a \rangle_{ijk} \quad (2.10)$$

$$\hat{\nu}_{ijk} = F_{ijk} \langle \nu_w \rangle_{ijk} + (1 - F_{ijk}) \langle \nu_a \rangle_{ijk} \quad (2.11)$$

여기서, 첨자 w 및 a 는 액체와 기체의 물리량을 각각 나타낸다. 한편, VOF함수의 이류는 다음과 같이 각 셀에서 액체의 보존을 고려함으로서 얻어진다.

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial(uF)}{\partial x} + \frac{\partial(vF)}{\partial y} + \frac{\partial(wF)}{\partial z} = q^* \quad (2.12)$$

경계면의 위치는 각각의 경계면셀에서 VOF함수의 기울기 ∇F 에 의해 결정된다.

2.4 SMAC법에 의한 이산화

본 연구에서 기초방정식(2.1)~(2.4) 및 VOF함수의 이류방정식(2.12)는 직교교호격자를 적용한 유한차분법에 의해 이산화된다. 이산화방정식은 Amsden and Harlow(1970)에 의해 개발된 SMAC법에 기초하여 계산된다.

SMAC법에서 운동량방정식의 모든 항은 $n+1$ 의 시간스텝에서 임시유속 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 에 대해 첫 번째 스텝에서 다음의 식과 같이 양적으로 계산된다.

$$\frac{\tilde{u} - u^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.13)$$

$$\frac{\tilde{v}-v^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.14)$$

$$\frac{\tilde{w}-w^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.15)$$

여기서, VIS 는 점성항, SOR 은 소스항, EXT 는 부가감쇠영역에서의 감쇠항이나 표면장력에 의한 체적력 등을 나타낸다. 두 번째 스텝에서는 연속방정식이 만족되도록 식 (2.13)~(2.15)의 임시유속장에 대한 Poisson방정식을 음적으로 해석한다. 즉, 임시유속장은 다음의 시간스텝에서 압력을 사용하여 다음과 같이 개선된다.

$$u^{n+1} = \tilde{u} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial (\delta p)^{n+1}}{\partial x} \quad (2.16)$$

$$v^{n+1} = \tilde{v} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial (\delta p)^{n+1}}{\partial y} \quad (2.17)$$

$$w^{n+1} = \tilde{w} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial (\delta p)^{n+1}}{\partial z} \quad (2.18)$$

여기서, $(\delta p)^{n+1} = p^{n+1} - p^n$ 이다. 계산된 임시유속장 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 가 연속방정식을 만족함으로서 다음의 식과 같은 압력보정에 대한 Poisson방정식을 얻는다. 식 (2.19)로부터 압력보정 δp 에 관한 연립1차방정식을 구성하여 Bi-CGSTAB으로부터 δp 를 산정한다.

$$\frac{\partial^2 (\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (\delta p)^{n+1}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 (\delta p)^{n+1}}{\partial z^2} = - \frac{1}{\Delta t} \left(\frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{v}}{\partial y} + \frac{\partial \tilde{w}}{\partial z} \right) \quad (2.19)$$

이상의 기초방정식을 교호격자를 이용한 유한차분법에 의해 해석하였다. 경계조건으로는 전술한 바와 같이 서로 혼합되지 않는 혼상류의 유체운동을 고려하고 있으므로 액체만을 고려하는 단상류의 경우와 달리 자유수면의 경계조건이 불필요하고, 계산영역의 최상단에서는 압력의 일정조건을, 수로 바닥과 측면경계를 처리하기 위하여 불투과조건

과 slip조건을 각각 적용하였다.



Reference

- Akiyama, M. and Aritomi, M. (2002). Advanced numerical analysis of two-phase flow dynamics-multi-dimensional flow analysis, Corona Publishing Co., LTD. Tokyo, Japan.
- Amsden, A. A. and Harlow, F. H. (1970). The SMAC method : a numerical technique for calculating incompressible fluid flow, Los Alamos Scientific Laboratory Report LA-4370, Los Alamos, N.M.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries., *Journal of Computational Physics*, 39, 201-225.
- Kunugi, T. (2000). MARS for multiphase calculation., *CFD J.*, Vol. 9, No. 1, IX-563.
- Miyata, H. and Nishimura, S. (1985). Finite-difference simulation of nonlinear waves generated by ships of arbitrary three-dimensional configuration., *J. Comput. Phys.*, Vol. 60, 391-436.
- Rudman, J.D. (1997). Volume-tracking methods for interfacial flow calculations., *Int. J. Numer. Methods in Fluids*, Vol. 24, 671-691.
- Smagorinsky, J. (1963). General circulation experiments with the primitive equations, *Mon. Weath. Rev.*, 91(3), 99-164.
- Tome, M.F. and McKee, S. (1994). GENSMAC : A computational marker and cell method for free-surface flows in general domains., *J. of Comput. Phys.*, Vol. 110, 171-186.

제 3장 연안교랑에 작용하는 단파에 의한 파력

3.1 단파의 수치조파

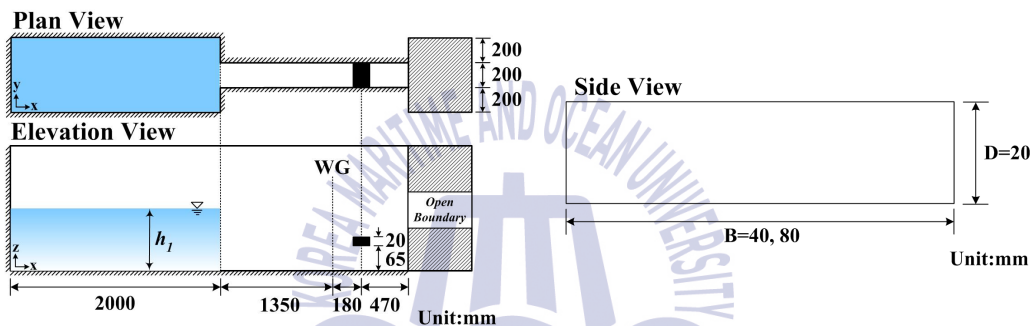
본 연구의 수치해석에서 단파는 고수위의 저수조와 저수위의 저수조를 분리하는 중간의 게이트를 순간적으로 제거함으로써 수위차로 조파된다. 이 때, 수치해석에서는 게이트의 두께와 게이트가 개방되는데 소요되는 시간은 무시되었다. 한편, 단파는 전파과정에서 다량의 공기가 혼입되어 매우 복잡한 수면거동을 나타내는 것으로 알려져 있다 (Arnason, 2005; Lee et al., 2008b). 따라서, 본 연구에서는 이러한 단파의 동역학적 거동을 상세히 검토하기 위해 비선형, 비정수압 및 점성을 동시에 고려할 수 있는 기존의 fully nonlinear Navier-Stokes 방정식에 상층부의 공기의 영향 및 수중으로 연행되는 공기의 영향을 고려할 수 있도록 수정된 two-phases fully nonlinear Navier-Stokes 방정식을 기초방정식으로 적용하여 유한차분법으로 수치해석을 수행하였다(Lee et al., 2008a). 또한, 난류의 영향을 고려하기 위하여 LES(Large Eddy Simulation)모델(Smagorinsky, 1963)을, 수면형의 추적에는 VOF법(Hirt and Nichols, 1981)을 적용하였다. 기초방정식의 이류항에는 1차원 CIP법을 방향분리법(directional splitting method)을 사용하여 3차원으로 확장하는 MCIP법(Multi-dimensional Cubic Interpolated Pseudo Particle)법(Nakamura and Yabe, 1999)을 채용하여 수치확산을 최소화하였고, 비이류항에 대해서는 유한차분법에 기초하여 계산하였다.

3.2 수치해석의 검증

3.2.1 Nakao et al.(2010)에 의한 수리실험과 본 수치해석의 개요

Nakao et al.(2010)은 상·하류측에 큰 수위차를 갖는 수조내 게이트를 급속히 개방하여 이 때 발생하는 단파가 하류측의 교랑에 작용하는 파력을 측정하였다. 본 연구의 수치해석의 검증에 적용되는 모델교랑의 형상 및 제원은 Nakao et al.(2010)에서의 실험조건

과 동일하게 Fig. 3.1과 같이 구성되었으며, 여기서 수조의 크기는 길이 4m(상류측 : 길이 2m, 폭 0.6m; 하류측 : 길이 2m, 폭 0.2m)로, 단파를 발생시키기 위하여 상류측에서 하류측으로 2m의 지점에 게이트를 설치하였다. 실험과 수치해석 모두 게이트의 상류수심 h_1 을 20, 23, 25cm로 각각 변화시켜 교량에 작용하는 수평 및 연직파력을 측정하였다. 격자는 교량의 주변영역에서 $\Delta x=0.5\text{cm}$, $\Delta y=1\text{cm}$, $\Delta z=0.5\text{cm}$ 로 구성되었고, 수조 끝단은 개경계(open boundary)를 적용하여 반사파의 발생이 없도록 하였고, 모델교량으로 폭과 높이의 비 B/D 가 2(40mm/20mm), 4(80mm/20mm)인 직사각형단면을 사용하였으며, 이는 Girder가 없는 RC Slab교에 해당한다.



(a) Schematic sketch of computational domain (b) Deck dimension

Fig. 3.1. Numerical setup(Nakao et al., 2010).

3.2.2 수치해석의 결과

Fig. 3.2는 모델교량이 설치되지 않은 경우에 모델교량의 위치에서 상류수심 $h_1=20, 23, 25\text{cm}$ 일 때 단파의 수위변동에 따른 수치해석결과와 실험결과를 비교한 것이고, Figs. 3.3과 3.4는 $B/D=2$ 인 모델교량의 Deck에 작용하는 단파에 의한 수평 및 연직파력의 시계열과 최대파력을 각각 비교한 결과이다. 여기서, 연직상방의 최대연직파력을 최대 Uplift파력, 그 연직하방의 최대연직파력을 최대 Downward파력으로 각각 정의한다.

상류수심 h_1 의 변화에 따른 단파의 수위변동 h 에 관한 Fig. 3.2의 실험치와 해석치를 비교하면 단파가 도달하는 시간과 시간의 경과에 따른 수위의 형상 및 $t=5\text{s}$ 전후에서 발생하는 높은 수위에 관하여 모두 좋은 대응성을 나타내고 있으며, 최대수위를 제시한 Fig. 3.2(d)로부터도 실험치와 해석치가 잘 일치한다는 것을 확인할 수 있다. 다음으로, 모델교량에 작용하는 Fig. 3.3의 파력을 살펴보면 적용된 $B/D=2$ 에서 수평파력 F_x 는 두

결과에서 최대치의 발생시간 전후에서 약간의 위상차가 발생하지만 시간의 변화에 따른 파력의 변동과정, 즉 단파의 도달과 더불어 급격히 파력이 상승한 다음에 최대파력이 나타나고, 이어서 파력이 저감되는 일련의 과정이 잘 일치하는 것을 알 수 있고, 특히 Fig. 3.4(a)에서 최대수평파력 $F_{x\max}$ 에서도 두 결과가 거의 동일한 값을 나타내는 것을 알 수 있다. 한편, 연직파력 F_z 의 경우를 살펴보면 모델교량에 단파가 도달하는 즉시 하향연직파력이 발생하고, 시간의 경과에 따라 상향연직파력(양력)이 발생하지만 경우에 따라서는 하향과 상향의 연직파력이 반복되는 상황이 일어나기도 한다. 여기서, 연직파력의 경우에 최대치 $F_{z\max}$ 는 단파가 모델교량을 월류하기 때문에 하향으로 나타나고, 시간적으로는 단파가 도달한 즉시 발생된다. 하지만, 단파가 교량을 월류하지 않는 경우에는 하향연직파력은 발생되지 않을 것이다. 연직파력의 경우 상향력이 하향력보다 두 결과에서 오차가 상대적으로 크며, 상향력의 수치해석결과에서는 진동성분이 크게 포함되어 나타난다. 이러한 결과는 Nakamura et al.(2013)이 지적하고 있는 바와 같이 Deck의 하부에 형성되는 와의 형성에 대한 실험결과와 수치결과에서의 차이에 기인하는 것으로, 와의 형성이 수치적으로는 정확하게 재현되지 않기 때문인 것으로 판단된다. 본 수치해석결과와 Nakamura et al.(2013)에 의한 수치해석결과를 비교하면 본 연구의 경우가 진동성분이 훨씬 작게 나타나는 것을 알 수 있다. 연직파력에서 최대하향력과 최대상향력을 제시한 Fig. 3.4(b)를 보면 최대상향력에서 Deck 하부에서 와 발생에 대한 재현성 때문에 두 결과의 차이가 약간 크게 나타나지만 전반적으로 시간의 경과에 따른 연직파력의 변동양상이 잘 일치하는 것으로 판단된다.

Fig. 3.5는 Fig. 3.1에서 제시된 경우와 동일한 조건에서 $B=80\text{mm}(B/D=4)$ 인 경우에 $h_1=25\text{cm}$ 에서 단파가 Deck에 도달하여 최대처오름고가 발생하는 순간과 그 직후의 수위변동 상황을 Nakao et al.(2010)에 의한 실험과 본 수치해석으로부터 얻어진 결과이다. 수치해석결과에서 단파가 Deck에 작용한 직후의 처오름현상과 최대처오름고가 발생한 이후 교량을 월류하는 상황 등을 잘 재현하고 있는 것을 알 수 있다. 반면, 단파가 Deck에 도달하는 순간 Deck 배후에서의 수위상승이 수리실험에서는 나타나지만 수치결과에서는 Deck 배후면에서 보다 이격된 거리에서 보다 작게 나타나는 것을 알 수 있으며, 이는 수치해석에서 고려되지 않은 Deck에서 표면마찰 등의 영향으로 판단된다.

이상과 같이 Figs. 3.4와 3.5에서 제시된 기존의 수리실험결과와 본 수치해석결과와의 비교·검토로부터 파력의 시간적 변동과정 등에서 약간의 차이가 인정되지만 시간의 경과에 따른 물리량의 변동양상 및 최대치가 잘 일치하는 것 등을 확인할 수 있었고, 따라서 본 연구의 TWOPM-3D으로부터 교량에 작용하는 단파의 파력 등에서 결과의 타당

성이 충분히 검증되는 것으로 판단된다.

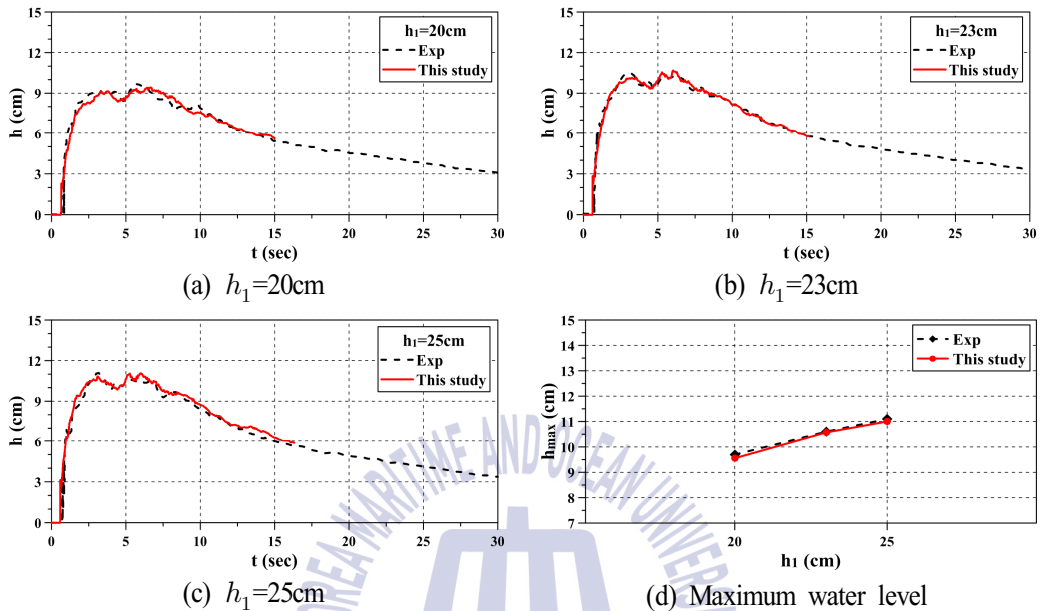
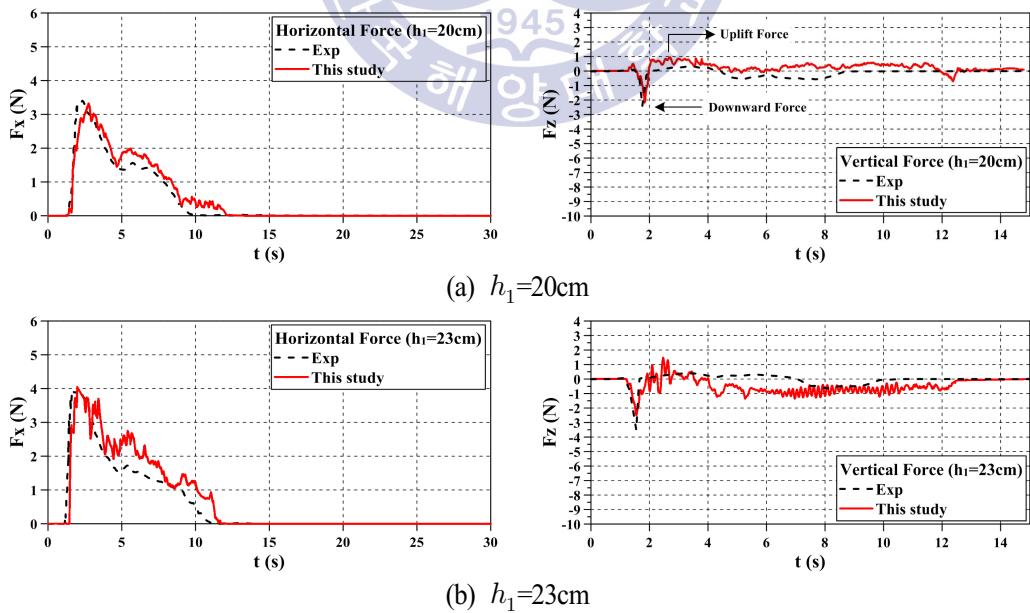
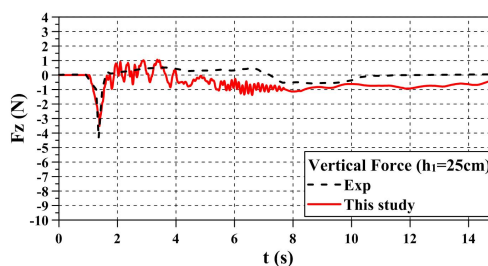
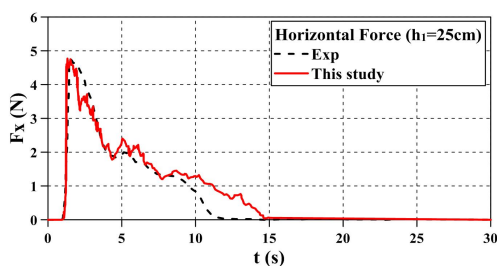


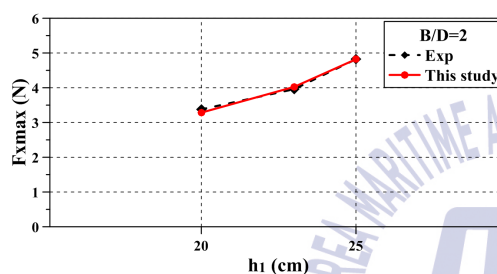
Fig. 3.2. Comparison of the computed water level with the experimental data.



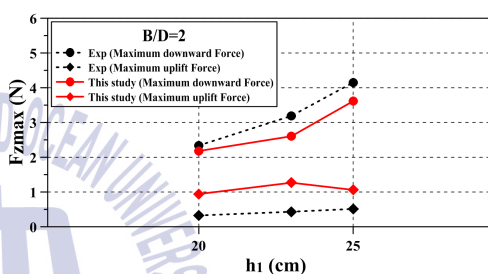


(c) $h_1=25\text{cm}$

Fig. 3.3. Comparison of the computed horizontal and vertical forces with the experimental data($B/D=2$).

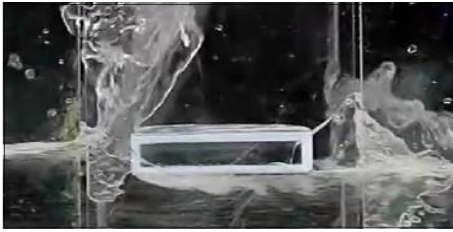


(a) Maximum horizontal force

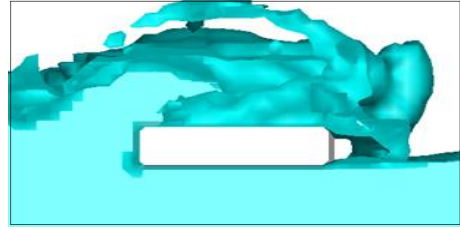
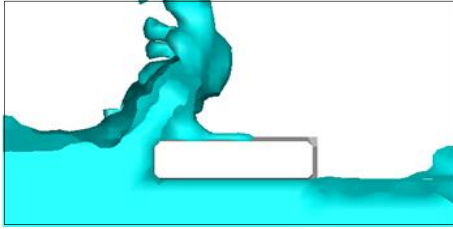


(b) Maximum vertical force(Uplift force and Downward force)

Fig. 3.4. Comparison of the computed maximum horizontal and vertical forces with the experimental data($B/D=2$).



(a) Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge deck in experiment



(b) Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge deck in simulation

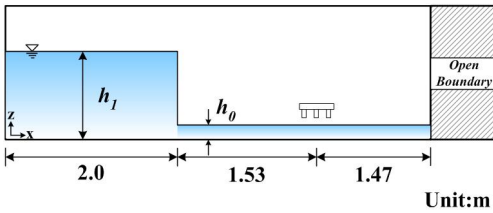
Fig. 3.5. Comparison of experiment and simulation($B/D=4$, $h_1=25\text{cm}$).

3.3 단파강도의 변화에 따른 수위변동 및 작용파력의 변화

3.3.1 계산조건

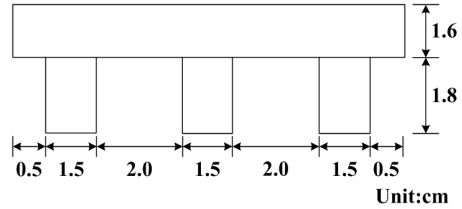
교량에 작용하는 단파에 의한 지진해일파력의 수치해석은 2004년 인도양지진해일시 인도네시아에서 실제로 약 4m가량 이동된 Lueng Le Bridge를 대상으로 하였다. 본 연구에서는 Fig. 3.6과 같이 총길이 5m, 폭 0.2m의 3차원수치파동수조를 적용하였으며, 단파를 발생시키기 위하여 상류측에서 하류측으로 2m의 지점에 게이트를 설치하였다. 그림에서 나타내는 바와 같이 하류측 수심은 $h_0=3\text{cm}$ 로 일정하며, 상류측 수심은 $h_1=10, 12, 14, 16, 18\text{cm}$ 로, 단파강도를 변화시켜 연안교량에 작용하는 수평 및 연직파력을 산정·분석하였다. 여기서, 단파강도는 게이트의 상류측과 하류측의 수심차 $h_1 - h_0$ 로 정의된다. 격자구성은 교량의 주변영역에서 $\Delta x=0.5\text{cm}$, $\Delta y=1\text{cm}$, $\Delta z=0.2\text{cm}$ 로 구성하였고, 수조의 끝단을 개경계로 설정하여 흐름에 미치는 반사의 영향이 없도록 하였다. 적용된 모델교량은 실제 교량의 크기를 1:108로 축적된 값이며, 하류측 수면상의 1cm에 설치되었다.

Elevation View



(a) Schematic sketch of computational domain

Side View

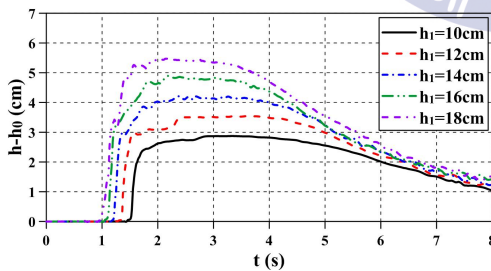


(b) Bridge model dimension

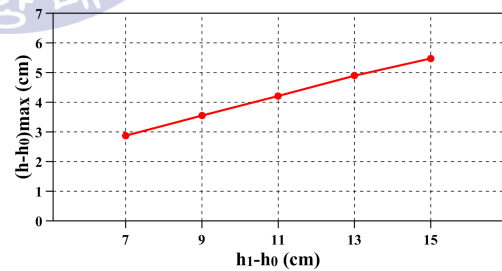
Fig. 3.6. Numerical setup.

3.3.2 수위변동

Fig. 3.7(a)는 Fig. 3.6(a)에서 제시된 수로에서 교량이 존재하지 않는 경우 상류측 수심 $h_1=10, 12, 14, 16, 18\text{cm}$ 일 때 모델교량이 놓이는 위치의 중앙에서 수위의 시간변동을 나타내고, Fig. 3.6(b)는 각 경우에 최고수위를 나타낸다. 결과를 살펴보면 단파강도가 강할수록 상류측의 수심이 깊어지기 때문에 단파의 전파속도가 빨라지고 초기 불연속면에서 형성되는 큰 수위변화 및 빠른 유속으로 인한 표면에서 국부적인 쇄파로 불안정한 수위(파상단파; Lee et al., 2008b)가 나타나는 것을 알 수 있다. 그리고, 상류측 수심이 일정한 간격으로 증가함에 따라 최고수위는 거의 선형적으로 증가하는 현상을 확인할 수 있으며, 단파강도의 변화에 따른 이러한 결과는 Lee et al.(2008b)과 일치한다.



(a) Profiles of Water level



(b) Maximum water level

Fig. 3.7. Profiles of water level and maximum water level.

3.3.3 작용파력과 시·공간분포

Fig. 3.8은 교량에 작용하는 단파에 의한 수평 및 연직파력의 시계열을 나타내고, Fig. 3.9는 수평 및 연직파력의 최대치를 나타낸다. 먼저, Fig. 3.8을 살펴보면 단파강도가 커

질수록 파력의 작용시점이 빨라지며, 이는 단파의 전파속도가 빨라지기 때문이다. 또한, 단파강도가 커질수록 충격적인 타격으로 인한 충격파력과 같은 급격한 최대수평파력의 상승이 나타나고, 이후에 감소되는 현상을 알 수 있다. 이것은 단파강도가 클수록 단파 전면의 불연속면의 높이가 커지며, 또한 수심의 증가에 따라 그의 전파속도가 빨라지기 때문이다. 수평파력이 최대치에 도달한 이후는 시간의 경과에 따라 완만하게 감소한다. 연직파력의 시계열을 살펴보면 단파강도가 커질수록 Uplift파력(양력으로 상향력)과 Downward파력(하향력) 모두 증가하며, 단파의 불연속면이 모델교량에 도달하는 순간에 Uplift파력이 발생된다. 이러한 결과는 Downward파력이 작용되는 Fig. 3.3에서의 결과와는 달리 Uplift파력이 초기에 작용하고, 이와 거의 동시에 전술한 수평파력의 최대치가 작용하므로 교량의 안정성 측면에서 양력과 수평력이 동시에 작용하는 것으로 되기 때문에 매우 불리한 경우에 해당한다. 수평 및 연직파력의 시간변동에서 수평파력은 불연속면의 작용시점에서 급격한 상승 이후로 점차로 하강하는 수위변동에 의한 완만한 감소를 나타내지만 연직파력은 전술한 바와 같이 불연속면의 작용시점에서 급격히 상승하는 Uplift파력을 나타낸 이후에 다시 Downward파력이 발생되고, 그리고 완만한 증가를 나타내며, 이러한 경향은 단파강도가 클수록 강하게 나타난다.

Fig. 3.8에서 제시된 결과중에 각각의 최대치만을 제시한 결과가 Fig. 3.9이다. 그림으로부터 $h_1 - h_0 = 7 \sim 11\text{cm}$ 까지 최대수평파력과 최대 Uplift파력이 증가하는 경향 및 최대 Downward파력과 최대 Uplift파력이 변동하는 과정이 유사하지만 $h_1 - h_0 = 13, 15\text{cm}$ 에서 최대 Downward파력과 최대 Uplift파력의 변화는 서로 반대의 경향을 나타낸다. 최대 Downward파력은 지속적으로 증가하다가 $h_1 - h_0 = 15\text{cm}$ 에서 감소하고, 최대 Uplift파력은 $h_1 - h_0 = 13\text{cm}$ 에서 감소하다가 다시 $h_1 - h_0 = 15\text{cm}$ 에서 증가하는 결과를 나타낸다. 여기서 $h_1 - h_0 = 15\text{cm}$ 에서 두 연직파력이 반대의 경향을 나타내는 것은 다음에서 설명될 수 있다.

Figs. 3.10과 3.11은 $h_1 = 16, 18\text{cm}$ 일 때 단파가 모델교량에 전파되어 최대 Uplift파력과 최대 Downward파력 및 이후의 월류 상황에 대한 시·공간분포를 나타낸다. Fig. 3.10의 $h_1 = 16\text{cm}$ 일 때와 Fig. 3.11의 $h_1 = 18\text{cm}$ 일 때를 비교하면 $h_1 = 16\text{cm}$ 일 때 첫 번째 Girder의 저면 및 두 번째 Girder의 일부 저면에서는 Uplift파력이 작용하지 않고, 또한 첫 번째 Girder와 두 번째 Girder 사이의 Deck 저면의 일부 및 두 번째 Girder와 세 번째 Girder 사이의 Deck 저면에 Uplift파력이 작용하지 않는 것을 볼 수 있다. 반면, $h_1 = 18\text{cm}$ 일 때는 모델교량에 단파가 충돌한 직후 $h_1 = 16\text{cm}$ 의 경우보다 더 높은 처오름고가 발생하면

서(Fig. 3.9(a)에서 $h_1=18\text{cm}$ 의 경우가 $h_1=16\text{cm}$ 보다 더 큰 수평파력이 발생되는 원인) 3개 Girder의 저면 모두에 Uplift파력이 작용하는 것을 Figs. 3.10(a)와 3.11(a)의 비교로부터 확인할 수 있다. 다음으로, Downward파력에 대한 Figs. 3.10(b)와 3.11(b)의 경우를 검토한다. $h_1=16\text{cm}$ 의 Fig. 3.10(b)에서는 대부분의 월류량이 모델교량의 Deck 상부에 놓이고, 이로부터 연직하방으로 누르는 힘(Downward파력)이 크게 작용하는 반면, $h_1=18\text{cm}$ 의 Fig. 3.11(b)에서는 월류한 일부의 유량만이 모델교량의 Deck 상부 끝단에 작용하게 되므로 상대적으로 $h_1=16\text{cm}$ 의 경우보다 최대 Downward파력이 작게 나타나는 것으로 판단된다. 최대 Downward파력이 발생한 시간 이후에는 다량의 공기가 연행되고, 모델교량의 하부 및 배후 근방에서 와가 형성된다. 특히, 이러한 현상은 $h_1=18\text{cm}$ 의 경우가 보다 현저히 나타나며, 모델교량의 배후에 반시계방향의 와가 형성되고, 모델교량의 상부 및 전후에서 보다 높은 수위가 나타난다.



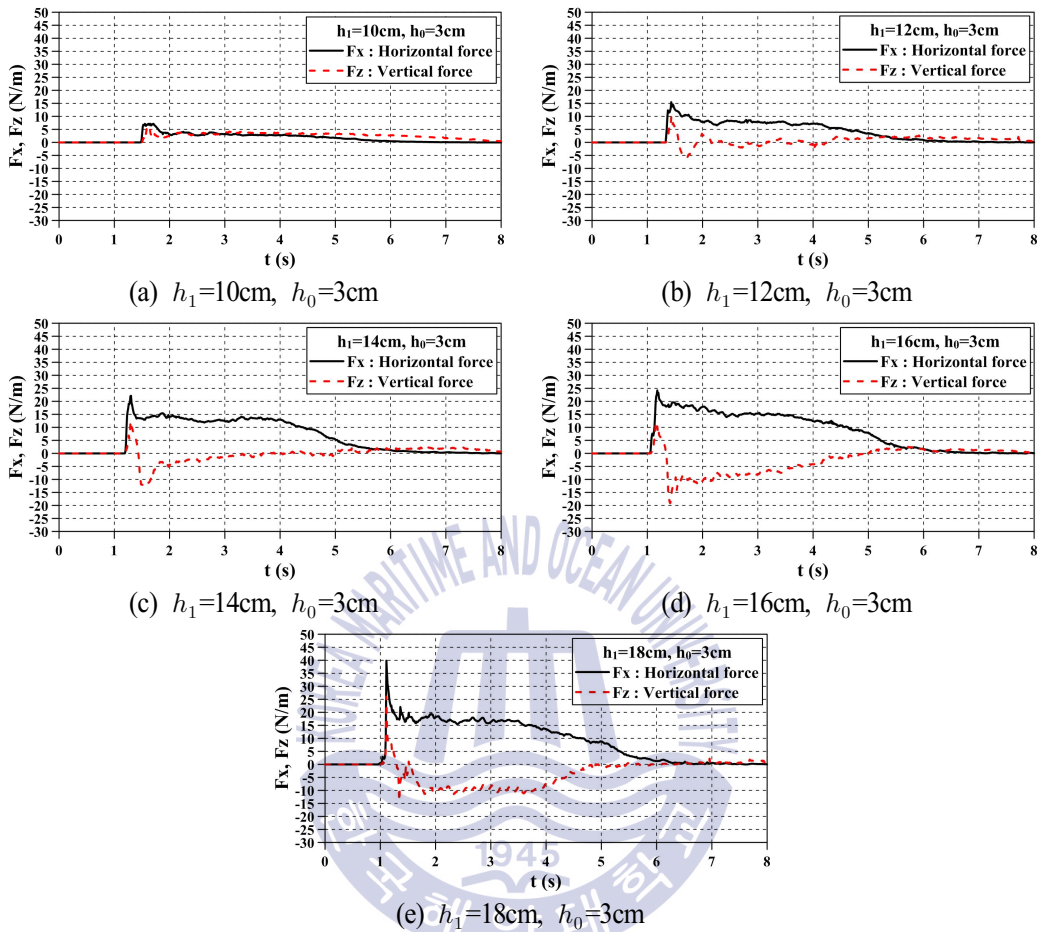


Fig. 3.8. Profiles of horizontal and vertical forces.

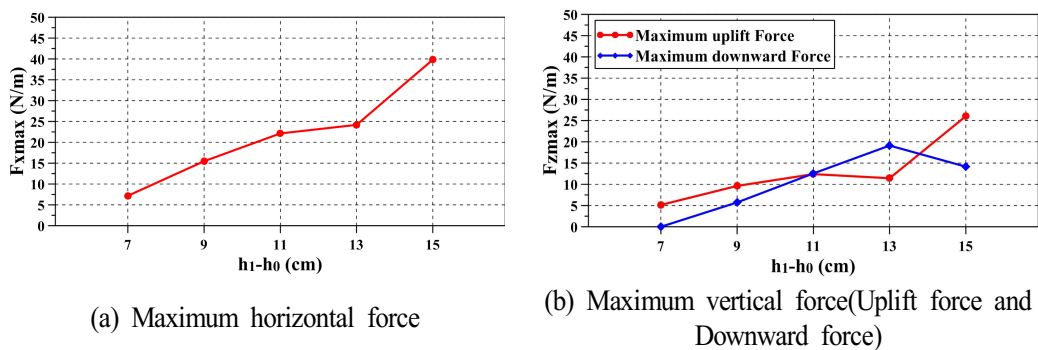
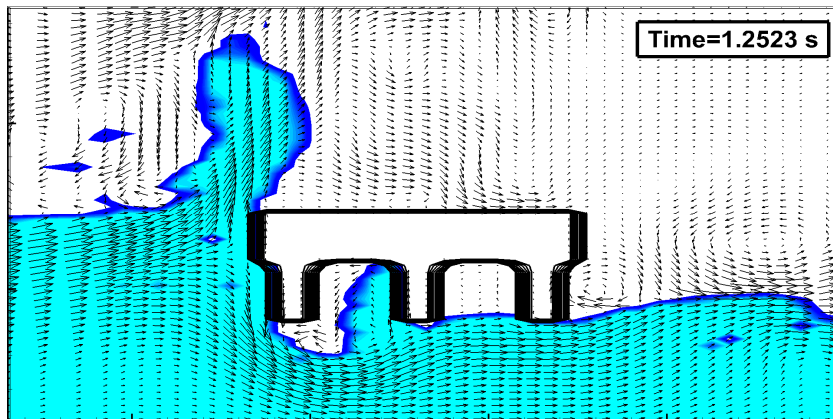
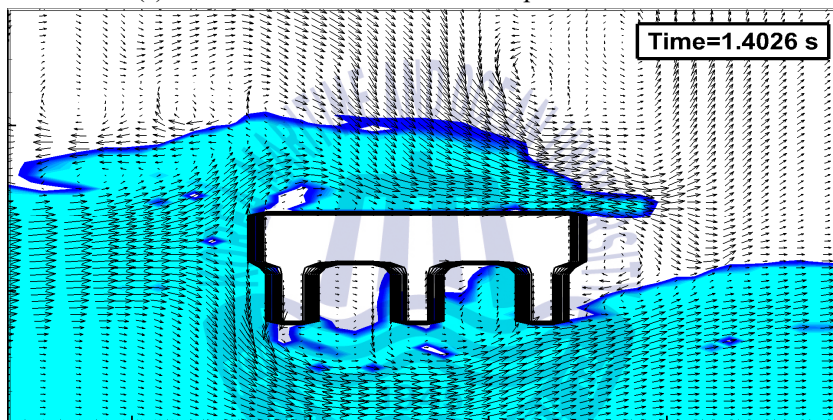


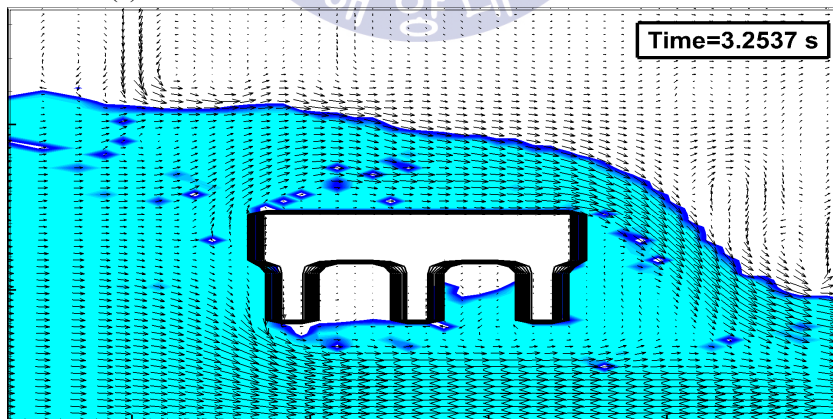
Fig. 3.9. Comparison of maximum horizontal and vertical forces.



(a) The moment when maximum uplift force occurs

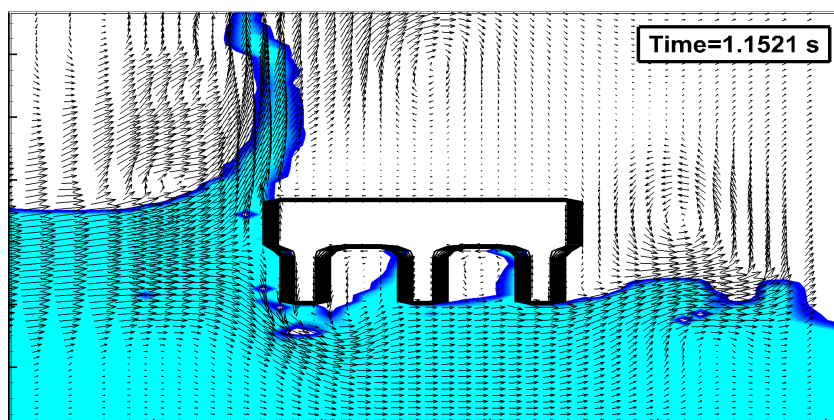


(b) The moment when maximum downward force occurs

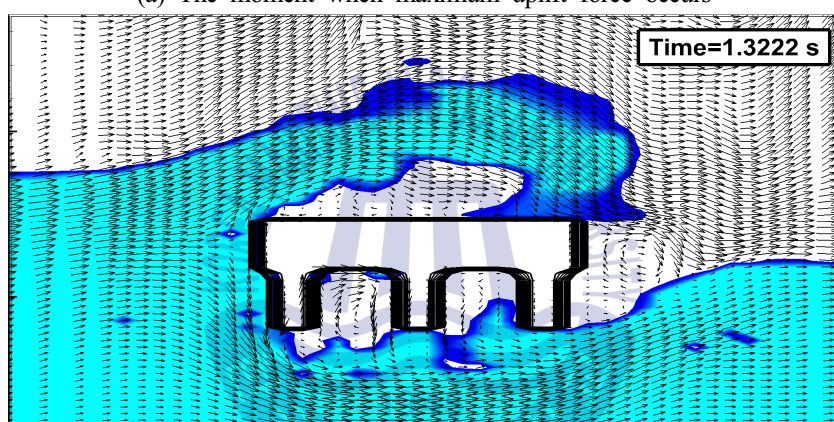


(c) The moment after overtopping

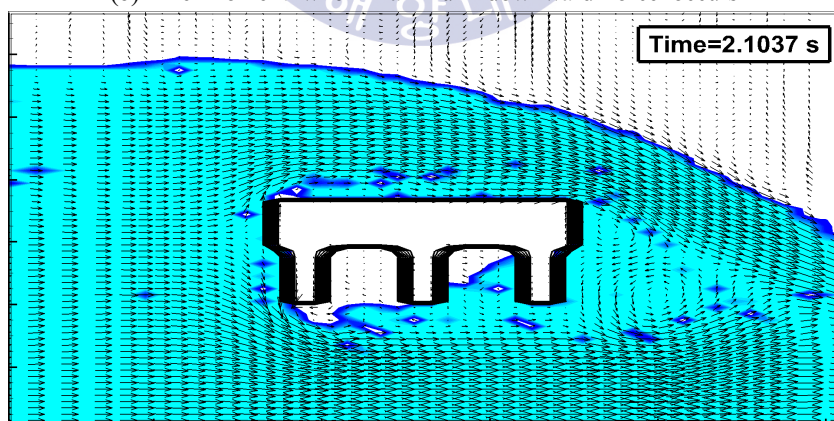
Fig. 3.10. Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model ($h_1=16\text{cm}$, $h_0=3\text{cm}$).



(a) The moment when maximum uplift force occurs



(b) The moment when maximum downward force occurs



(c) The moment after overtopping

Fig. 3.11. Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model ($h_1=18\text{cm}$, $h_0=3\text{cm}$).

3.4 수심의 변화에 따른 수위변동 및 작용파력의 변화

3.4.1 수위변동

Fig. 3.12는 모델교량이 존재하지 않는 경우 Fig. 3.6(a)에 정의된 바와 같이 상류측 수심을 $h_1=10, 12, 14, 16, 18\text{cm}$ 로, 하류측 수심을 $h_0=1, 3, 5, 7, 9\text{cm}$ 로 변화시키면서 수심차 h_1-h_0 가 9cm 로 일정한 단파강도의 경우에 대한 결과로, Fig. 3.12(a)는 모델교량이 놓이는 위치의 중앙에서 수위 h 의 시간변동에 하류측 초기수위 h_0 를 뺀 수위변동 $h-h_0$ 를, Fig. 3.12(b)는 각각에서 도출되는 최고수위 $(h-h_0)_{\max}$ 를 나타낸 것이다. 여기서, 수위변동에서 하류측의 초기수위를 뺀 것은 초기수위가 없는 육상에 단파가 소상하는 경우와 비교하면서 단파강도의 개념을 적용하고자 한 것이고, 하류측에 초기수위를 적용한 것은 육상부에 존재하는 감조하천을 횡단하는 연안교량을 상정한 것이다. 결과를 살펴보면 상·하류측에서 단파강도가 일정하지만 상류측의 수심 h_1 과 하류측 수심 h_0 가 같이 깊어질수록 단파의 전파속도가 빨라지고 최고수위는 거의 선형적으로 증가하지만 전술한 Fig. 3.7(b)의 경우보다 동일한 상류측 수심에 대해 상대적으로 작은 최고수위를 나타내므로 동일한 상류측 수심 h_1 에 대해 점차적으로 증가하는 단파강도에서의 경우보다 동일한 단파강도의 경우가 최대수위의 변동기울기가 상대적으로 작게 나타난다. 그리고, 전술한 Fig. 3.7(a)의 경우와 비교하면 동일한 상류측 수심임에도 상류측 수심의 변화에 따른 전파속도의 변화율은 하류측 수심이 존재하는 Fig. 3.12(a)의 경우가 작으며, 이러한 결과로부터 하류측 수심이 단파의 전파속도에 큰 영향을 미치게 된다는 것을 알 수 있다. 또한, 불연속면 전후에서 각각의 수심이 상이하지만 동일한 단파강도의 경우는 수위의 하강속도가 상대적으로 빨라지는 것을 확인할 수 있다. 이상으로부터 수위변동에서 전파속도, 크기 및 수위의 변화율 등에 하류측의 수심 h_0 가 큰 영향을 미친다는 것을 알 수 있다. 한편, 상류측의 수심 h_1 이 깊을수록 Lee et al.(2008)이 지적하고 있는 바와 같이 불연속면에 파상단파가 형성되는 것을 알 수 있다.

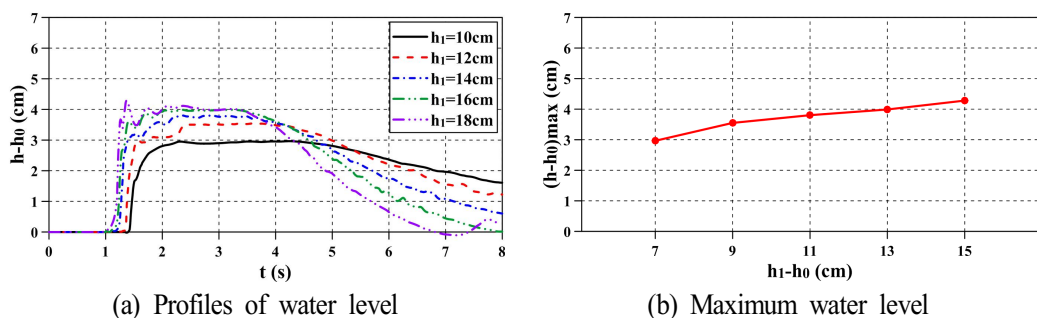


Fig. 3.12. Profiles of water level and maximum water level.

3.4.2 작용파력과 시·공간분포

Fig. 3.13은 모델교량에 작용하는 단파에 의한 수평 및 연직파력의 시계열을 나타내며, Fig. 3.14는 시계열 중에서 수평 및 연직파력의 최대치를 나타낸다. 전술한 수위변동에서 언급된 바와 같이 상·하류측 수심이 깊을수록 단파의 전파속도가 빠르기 때문에 파력의 감지시간이 빨리 나타나며, 모델교량으로 불연속면의 급격한 타격으로 불연속면의 도달 시간에 파력의 급격한 상승이 발생된다. 특히, 불연속면의 전후에서 수위가 큰 Figs. 3.13(d)와 3.13(e)와 같은 경우에는 전술한 Fig. 3.8에서와 같이 충격적인 타격으로 인한 충격파력이 나타나고, 이후에 급격하게 감소되는 현상을 알 수 있다. 여기서, 전술한 Fig. 3.8의 경우와 비교하면 수평파력의 최대치는 유사한 경향으로 수심의 증가에 따른 상승을 나타내지만 전반적인 변화율은 보다 작다(얕은 수심에서 큰 값을, 깊은 수심에서는 작은 값을 나타낸다)는 것을 알 수 있다.

연직파력의 시계열을 살펴보면 시간의 경과에 따라 초기에는 Uplift의 연직파력이, 다음에는 Downward의 연직파력이, 이후에는 교차적으로 나타지만 수심이 깊을수록 $t > 2s$ 의 시간대에서 Uplift의 연직파력이 점차로 증가하는 경향을 나타낸다. 또한, 수심이 깊을수록 Uplift의 연직파력이 Downward의 연직파력의 크기보다 커지는 것이 일반적인 경향으로 판단된다. 그리고, 불연속면 전후에서 수심이 깊을수록 Uplift의 최대연직파력의 발생시간과 최대수평파력의 발생시간이 일치되고, 그의 값도 크게 되므로 교량의 안정성에서는 불리한 측면으로 된다. 전술한 Fig. 3.8의 경우와 비교하면 전체적으로 Downward의 연직파력에서 그의 지속시간이 짧고(Fig. 3.13(e)에서는 Downward의 연직파력이 거의 나타나지 않는다), 또한 최대치가 작다는 특성을 갖는다. 수평 및 연직파력에서 주어진 이러한 특징으로부터 하류측 수심이 파력의 특성에 미치는 영향이 크며, 특히 연직파력에 큰 영향을 미친다는 것을 확인할 수 있다.

Fig. 3.14을 살펴보면 최대수평파력은 수심이 깊을수록 증가하고, 최대 Uplift파력도 $h_1=10\sim16\text{cm}$ 까지는 수심이 깊어질수록 증가하며, $h_1=18\text{cm}$ 에서 감소한다. 반면, 최대 Downward파력은 수심의 변화에 일정한 경향의 변화를 나타내지 않지만 최대 Uplift파력과 최대 Downward파력의 차이는 수심의 증가에 비례하여 증가하는 경향을 나타낸다. 이러한 최대연직파력의 변화양상은 전술한 Fig. 3.9(b)와는 큰 차이를 나타낸다는 것을 알 수 있다.

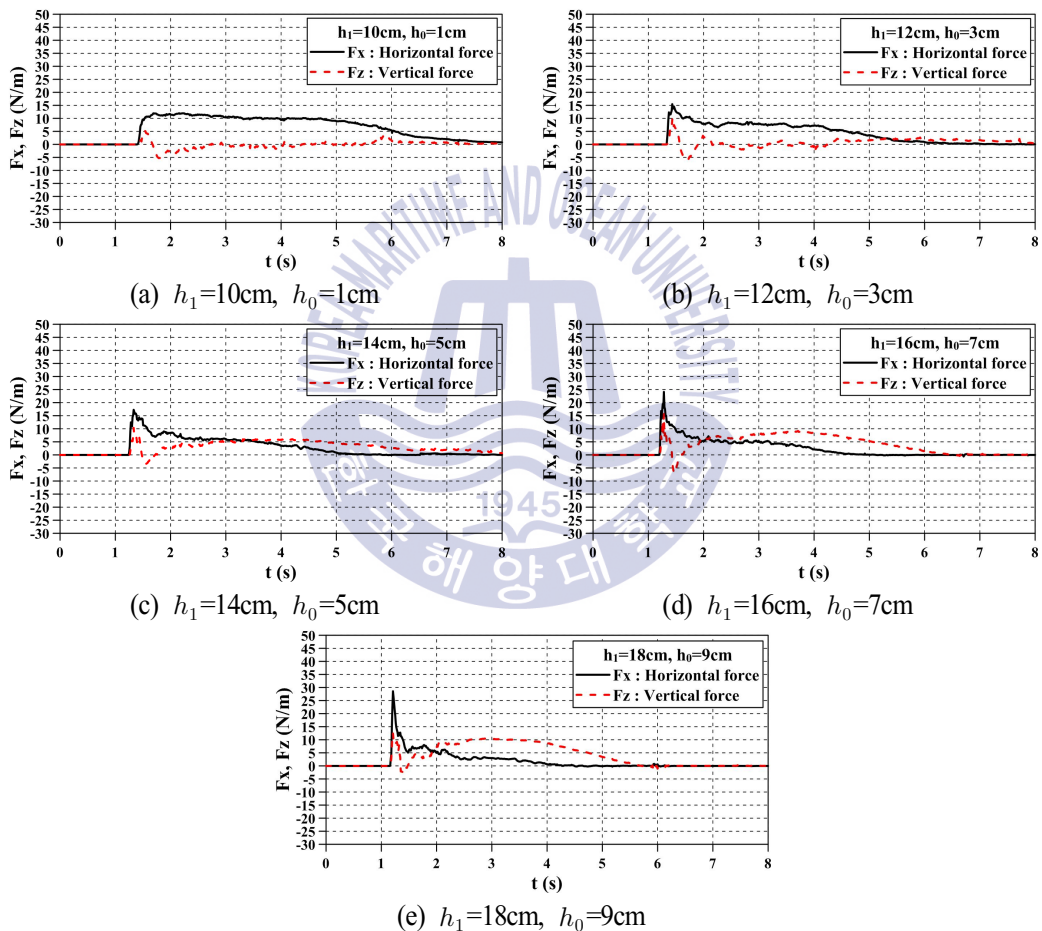
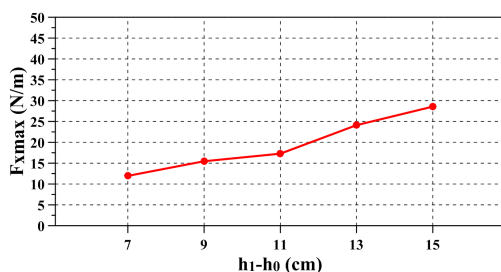
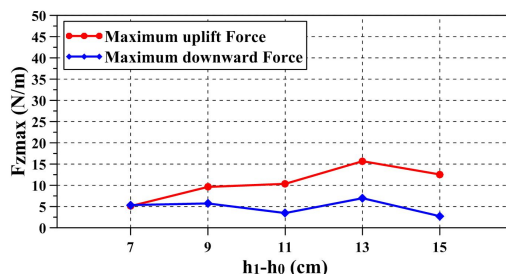


Fig. 3.13. Profiles of horizontal and vertical forces.



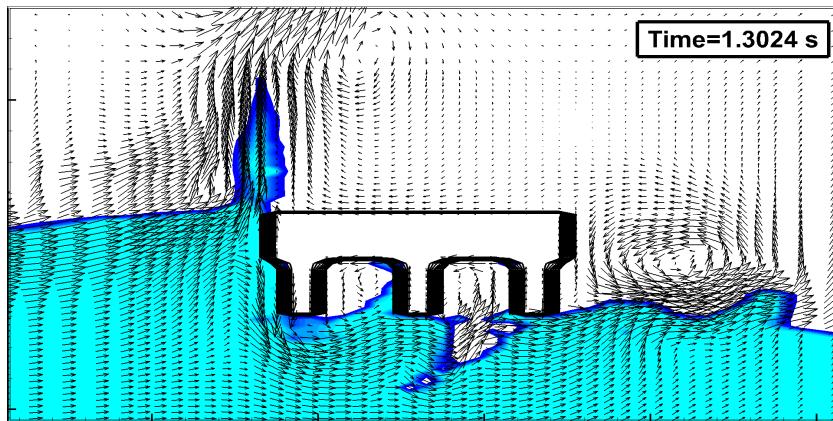
(a) Maximum horizontal force



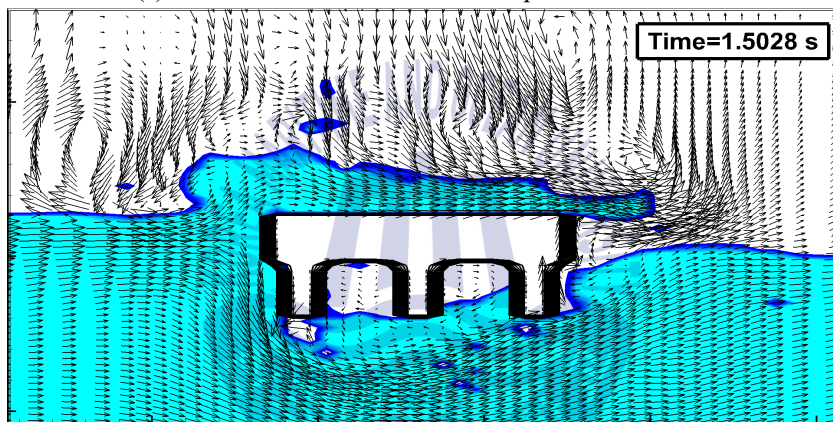
(b) Maximum vertical force(Uplift force and Downward force)

Fig. 3.14. Comparison of maximum horizontal and vertical forces.

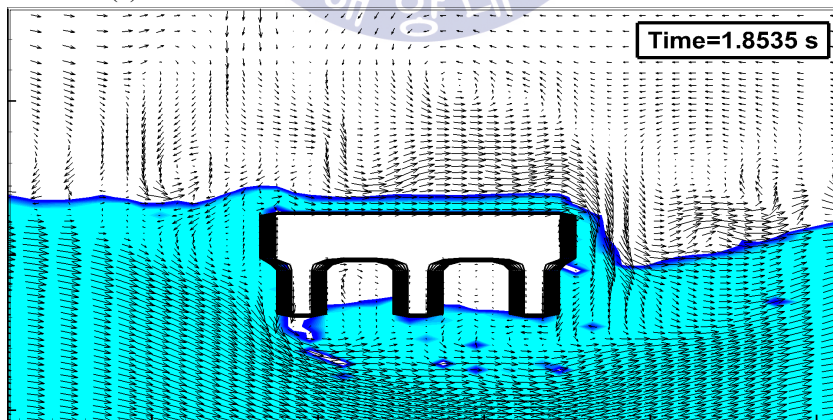
Figs. 3.15와 3.16은 각각 $h_1=16\text{cm}$, $h_0=7\text{cm}$; $h_1=18\text{cm}$, $h_0=9\text{cm}$ 일 때 단파에 의한 최대 파력이 모델교량에 작용되는 순간에 포착된 교량 주변에서 수위변동과 공기를 포함한 유체내에서 유속분포 등을 나타낸 결과로, 각 그림에서 (a)가 최대 Uplift력이, (b)가 최대 Downward파력이, 그리고 (c)가 이후의 월류 상황에 대한 시·공간분포이다. 최대 Uplift파력의 경우를 보면 $h_1=16\text{cm}$, $h_0=7\text{cm}$ 의 경우보다 $h_1=18\text{cm}$, $h_0=9\text{cm}$ 에서는 모델교량 전면 유속벡터의 수평성분이 상대적으로 강하게 나타나지만(따라서, 최대수평파력이 상대적으로 크게 나타난다) $h_1=18\text{cm}$, $h_0=9\text{cm}$ 에서는 Girder의 저면에 작용하는 상향의 연직파력(최대 Uplift파력)이 공기의 연행으로 작게 나타나는 것(특히, 두 번째 Girder 저면에서)으로 판단된다. 반면, 최대 Downward파력이 작용될 때의 두 경우를 비교·검토하면 $h_1=16\text{cm}$, $h_0=7\text{cm}$ 의 경우가 월류된 유량이 Deck의 상부면 전체에 분포하고, 월류된 유량이 Deck의 상부면 일부에 분포하는 $h_1=18\text{cm}$, $h_0=9\text{cm}$ 에 비해 하향으로 작용하는 Downward파력이 상대적으로 크게 된다. 다음으로, 이후의 월과 상황을 살펴보면 $h_1=18\text{cm}$, $h_0=9\text{cm}$ 의 경우가 Deck의 상부면에서 더 높은 수위를 가지고 월류되는 것을 파악할 수 있다.



(a) The moment when maximum uplift force occurs

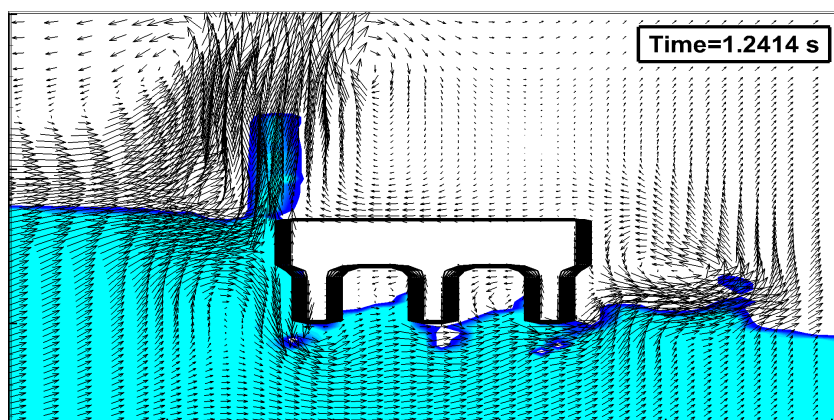


(b) The moment when maximum downward force occurs

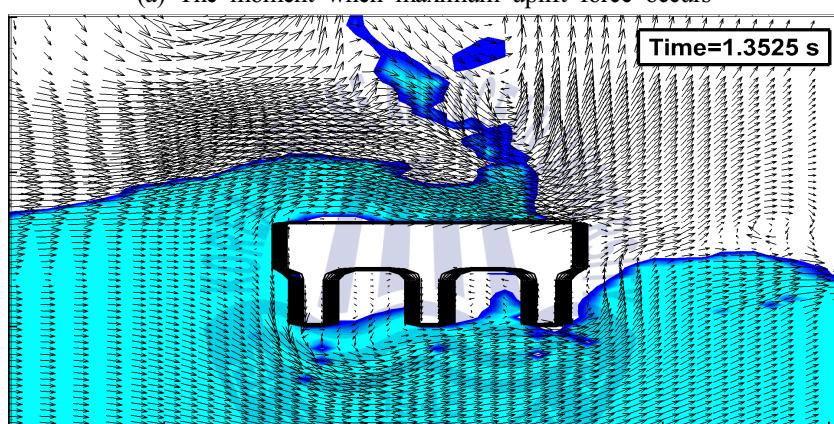


(c) The moment after overtopping

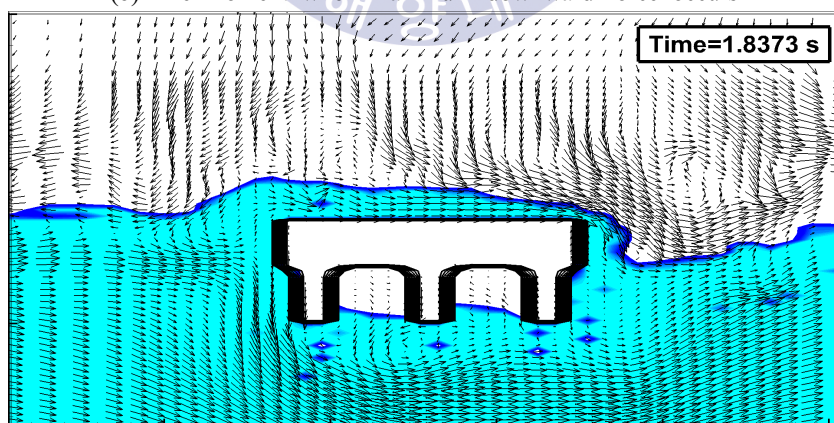
Fig. 3.15. Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model ($h_1=16\text{cm}$, $h_0=7\text{cm}$).



(a) The moment when maximum uplift force occurs



(b) The moment when maximum downward force occurs



(c) The moment after overtopping

Fig. 3.16. Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model ($h_1=18\text{cm}$, $h_0=9\text{cm}$).

3.5 연안교량의 형상에 따른 작용파력의 변화

3.5.1 연안교량의 형상

Fig. 3.17은 Girder가 없는 모델 RC Slab교(여기서는 Girder 수가 0개인 교량으로 고려된다)와 2개 및 6개의 Girder를 갖는 모델 Girder교의 형상 및 제원을 각각 나타낸다. 수치파동수로와 격자구성은 전술한 경우와 동일하고, 적용한 수심은 상·하류측에서 각각 $h_1=16\text{cm}$, $h_0=3\text{cm}$ 이며, 모델교량은 하류측 수면상 1cm의 위치에 거치된다.

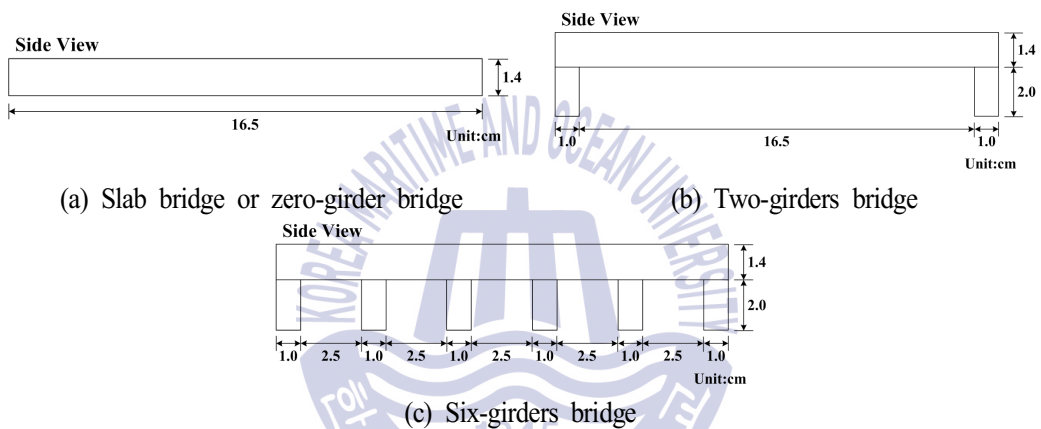


Fig. 3.17. Bridge type and its dimension.

3.5.2 작용파력과 시·공간분포

Fig. 3.18은 적용한 상·하류측의 수심에 의해 형성되는 단파에 의해 3개의 모델교량에 작용하는 수평 및 연직파력의 시계열을 나타낸 것이고, Fig. 3.19는 여기서 수평 및 연직 파력의 최대치를 나타낸 것이다. 그리고, Figs. 3.20~3.22는 $h_1=16\text{cm}$, $h_0=3\text{cm}$ 일 때 단파가 모델교량에 전파되어 최대쳐오름고가 발생하는 순간인 최대 Uplift파력이 작용하는 순간과 최대 Downward파력이 작용하는 순간에 수위와 유속에 대한 시·공간분포를 나타낸다. 먼저 작용파력의 시계열에 대한 Fig. 3.18에서 수평파력을 살펴보면 Girder가 있는 경우가 큰 값을 갖고, 또한 급격한 수평파력의 증가를 나타내며, 모델 Girder교에서 Girder 수가 많은 경우가 급격한 수평파력이 약간 증가하는 결과를 나타내지만 크기에서 차는 그다지 크지 않다는 것을 알 수 있다. Girder교에서 Girder의 유무에 따른 차이는

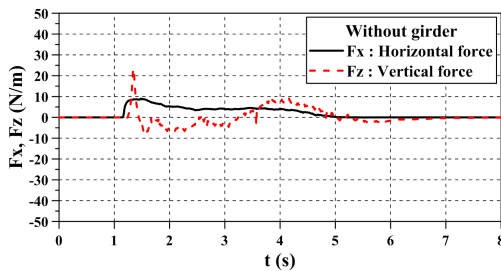
기본적으로 단파가 작용하는 연직면적이 상이하기 때문이며, 또한 Girder 수가 많은 경우에는 Girder가 갖는 연직면이 많아 이 연직면에 작용하는 수평력이 고려되기 때문이다.

다음으로, 연직파력의 경우를 살펴보면 최대수평파력이 작용한 직후 0.2~0.3s 지난 후에 최대 Uplift파력이 작용하는 것을 알 수 있다. Girder의 유무에 따른 차이로는 Downward파력에서 큰 차이를 나타내며, Girder가 존재하는 경우가 큰 Downward파력을 나타낸다. 그리고, Girder가 존재할 때는 연직하방으로 작용하는 Downward파력의 지속시간이 길어지는 반면, Girder가 없는 경우에는 작용하는 지속시간이 짧고, 약 3.5s 이후에는 연직상방으로 작용하는 Uplift파력이 작용하는 것을 알 수 있다. 그리고, Uplift파력에서는 Girder 수가 많은 Fig. 3.18(c)의 경우가 가장 작은 값을 나타낸다. 이러한 결과들은 모델 Girder교의 Girder 사이에 진행되는 공기가 큰 영향을 미치는 것으로 판단되며, 이에 대해서는 후술한다. 한편, 전술한 바와 같이 각각의 최대치를 Girder 수의 함수로 나타낸 결과가 Fig. 3.19이며, 그림으로부터 최대수평파력은 Girder 수에 비례하지만 최대 Uplift파력과 최대 Downward파력은 Girder 수에 일률적인 경향을 나타내지 않으며, 본 연구에서는 Girder 수가 2개인 경우가 가장 큰 최대 Uplift파력과 최대 Downward파력을 나타낸다.

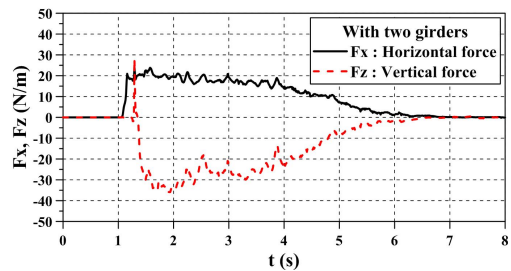
Figs. 3.20~3.22에서 각 그림의 (a)를 살펴보면 Fig. 3.20(a)는 Girder가 없는 RC Slab교로 Deck 하부의 전면적이 유체와 접하고 있으므로 최대 Uplift파력이 Fig. 3.21(a)보다 큰 것으로 보이지만 처오름고가 Fig. 3.21(a)에서보다 작기 때문에 Deck 하부에서 유체와 접촉면적이 작지만 압력강도가 크기 때문에 Figs. 3.21(a)의 경우가 더 큰 최대 Uplift파력을 나타낸다. 다음으로, Figs. 3.21(a)와 3.22(a)를 비교하면 처오름고는 Fig. 3.22(a)가 훨씬 큰 값을 나타내지만 Deck 하부는 거의 전부 공기가 포함되어 있고, 6개의 Girder 저면에 작용하는 Uplift파력도 작기 때문에 최대 Uplift파력은 Girder가 2개인 Fig. 3.21(a)에서 발생되는 것으로 판단된다.

한편, Girder가 6개인 경우보다 Girder가 2개인 경우가 최대 Downward파력이 더 크게 나타나는 것은 Girder가 6개인 Fig. 3.22(b)에서는 6개의 Girder 저면에 연직상방의 파력(Uplift파력)이 작용하는 반면에 Girder가 2개인 Fig. 3.21(b)에서는 Girder 저면에 연직상방의 파력이 작용되지 않기 때문에 Girder가 2개인 Fig. 3.21(b)에서 상하방향으로 합력으로 산정되는 최대 Downward파력이 더 크게 도출되게 된다. 여기서, Girder 수의 변화에 따른 최대파력의 일반적인 특징을 도출하기 위해서는 더 많은 케이스의 수치시뮬레이션이 요구되고, 교량 주변에서 압력의 변화, 와의 형성 및 난류강도 등에 대한 더 세밀한

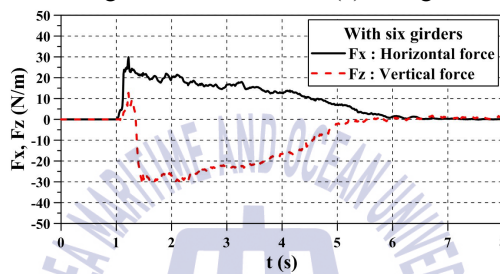
검토가 필요한 것으로 판단된다.



(a) Bridge model without girder

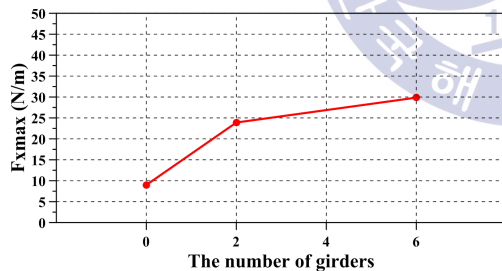


(b) Bridge model with two girders

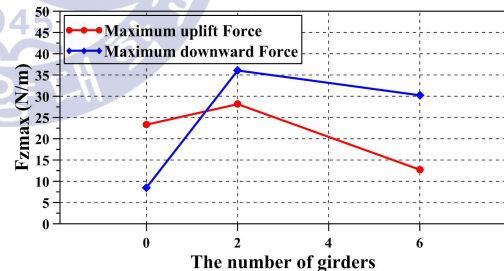


(c) Bridge model with six girders

Fig. 3.18. Profiles of horizontal and vertical forces.

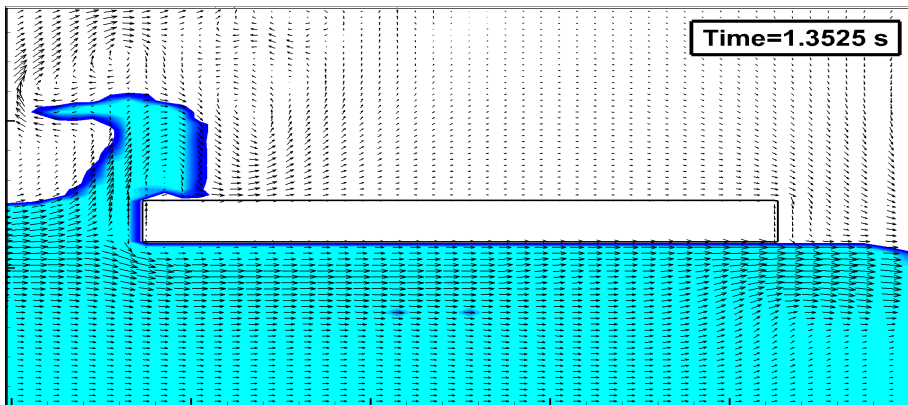


(a) Maximum horizontal force

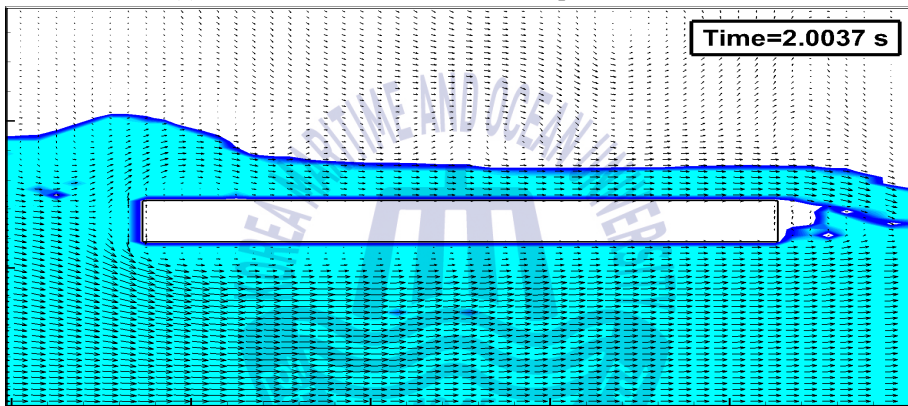


(b) Maximum vertical force(Uplift force and Downward force)

Fig. 3.19. Comparison of maximum horizontal and vertical forces.

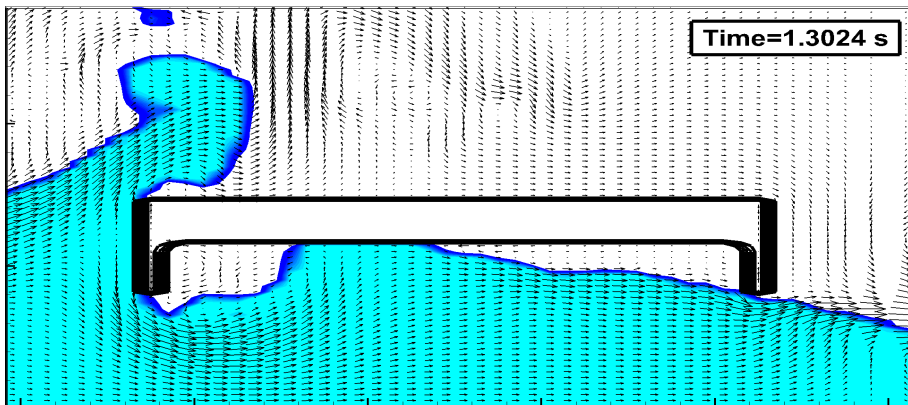


(a) The moment when maximum uplift force occurs

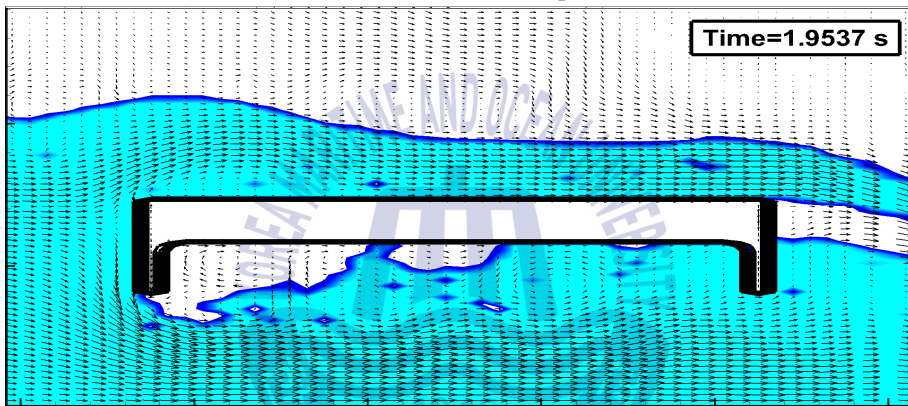


(b) The moment when maximum downward force occurs

Fig. 3.20. Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model (without girder).

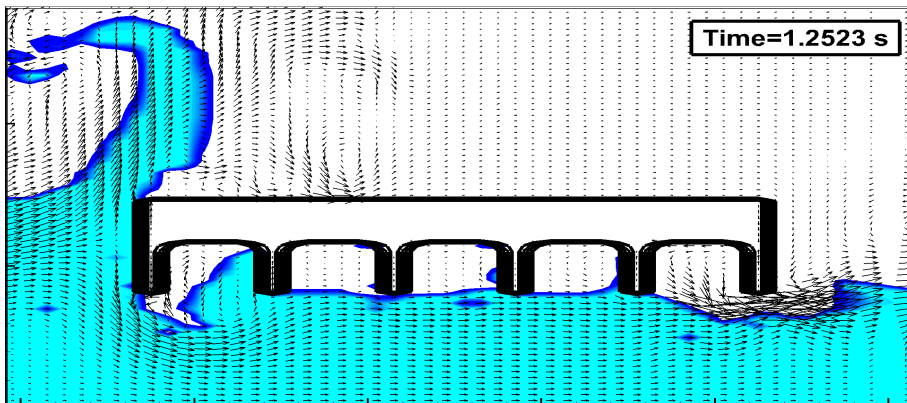


(a) The moment when maximum uplift force occurs

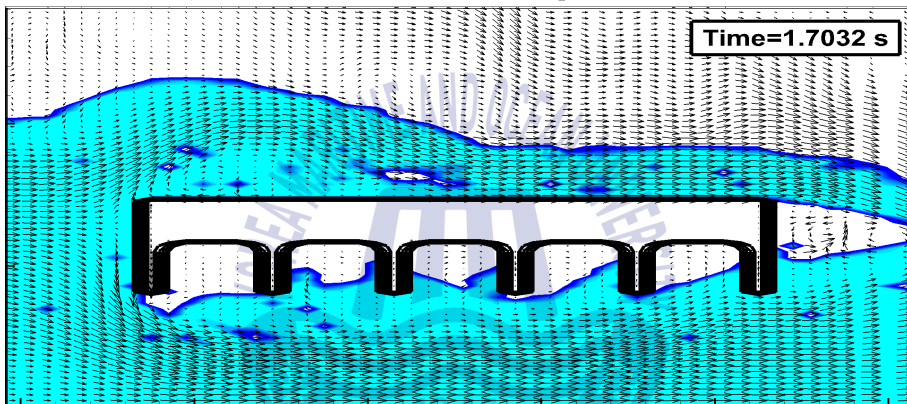


(b) The moment when maximum downward force occurs

Fig. 3.21. Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model (with two girders).



(a) The moment when maximum uplift force occurs



(b) The moment when maximum downward force occurs

Fig. 3.22. Snapshots of the tsunami bore impacting the bridge model (with six girders).

3.6 결론

본 연구에서는 연안교량에 작용하는 단파에 의한 지진해일파력을 난류해석이 포함된 3차원혼상류해석법인 TWOPM-3D를 적용하여 검토하였다. 더불어, Nakao et al.(2010)에 의한 실험결과와 비교·검토하여 본 수치해석법의 타당성을 검증하였고, 2004년 인도양지진해일시 인도네시아에서 실제로 피해를 입은 Lueng Le Bridge를 축적한 모델교량에 대해 단파강도, 수심 및 Girder의 개수 등을 변화시켜 작용파력의 특성을 면밀히 분석하였다. 이로부터 얻어진 본 연구의 주요한 사항을 아래에 기술한다.

- (1) 상류측 수심의 변화에 따른 수위변동에 대해 본 수치해석치와 실험치를 비교한

경우, 단파의 전파시간, 시간의 경과에 따른 수위변동 및 최대수위 모두가 수치실험결과와 높은 대응성을 나타내었다. 또한, Girder가 존재하지 않는 RC Slab교에 대해 수치해석결과와 실험결과를 비교·검토한 경우, 수평파력은 매우 잘 일치하는 것을 알 수 있었고, Uplift파력 및 Downward파력에서 약간의 차이가 나타나지만 좋은 대응성을 나타내며, 시간이력에서도 잘 일치하는 것을 알 수 있었다. 이러한 비교·검토로부터 본 연구의 TWOPM-3D에 대한 타당성을 충분히 확인할 수 있었고, 교량에 작용하는 단파에 의한 파력을 수치시뮬레이션으로 충분히 재현할 수 있는 것으로 판단된다.

(2) 단파강도의 변화에 따라 연안교량(Girder교)에 작용하는 단파에 의한 파력에서, 단파강도가 커질수록 최대수평파력이 증가하고, 연직파력의 경우 Uplift파력은 증가하는 경향이 나타나지만 Downward파력은 감소하는 경우도 나타난다.

(3) 수심 변화에 따라 연안교량(Girder교)에 작용하는 단파에 의한 파력에서, 동일한 단파강도에서 상·하류측의 수심이 증가할수록 최대수평파력은 증가하는 반면, 연직파력은 증가 혹은 감소하는 일률적인 경향을 나타내지 않는다. 또한, 상·하류측의 수심이 증가할수록 최대수평파력과 최대 Uplift파력이 작용하는 시간은 거의 동일하며, 최대 Uplift파력과 최대 Downward파력의 차이가 증가한다.

(4) Girder가 많을수록 수평파력이 증가하고, 급격한 수평파력의 작용시간 직후 0.2~0.3s 후에 Uplift파력이 작용하는 것을 알 수 있었다. 또한, Girder가 많을수록 단파가 교량에 작용하는 순간 Girder와 Girder 사이에 있는 공기의 완충효과로 인하여 Uplift파력이 작게 산정된다.

Reference

- Arnason, H. (2005). Interactions between an incident tsunami bore and a free-standing coastal structure., Doctoral Dissertation, University of Washington.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries., *Journal of Computational Physics*, 39, 201-225.
- Lee, K. H., Lee, S. K., Shin, D. H. and Kim, D. S. (2008a). 3-Dimensional analysis for nonlinear wave forces acting on dual vertical columns and their nonlinear wave transformations, *Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 20(1), 1-13 (in Korean).
- Lee, K. H., Kim, D. S. and Yeh, H. (2008b). Characteristics of water level and velocity changes due to the propagation of bore, *Journal of The Korean Society of Civil Engineers*, 28(5B), 575-589 (in Korean).
- Nakamura, T. and Yabe, T. (1999). Cubic interpolated propagation scheme for solving the hyper-dimensional Vlasov-Poisson equation in phase space, *Computer Physics Communications*, 120, 122-154.
- Nakao, H., Izuno, K. and Kobayashi, H. (2010). Study on relation of velocity and wave height to hydrodynamic force on bridges by tsunami, *Journal of Structural Engineering, JSCE*, 56A, 564-575 (in Japanese).
- Smagorinsky, J. (1963). General circulation experiments with the primitive equations, *Mon. Weath. Rev.*, 91(3), 99-164.

제 4장 연안교랑에 작용하는 고립파에 의한 파력

4.1 고립파의 수치조파

고립파와 구조물과의 연성해석을 위해 2차원수치파동수로(Hinatsu, 1992; Kim et al., 2001)를 3차원으로 확장한 3차원수치파동수로(Lee et al., 2008)를 고려한다. 해석영역내에서는 수치적으로 고립파를 발생시키기 위한 조파소스(Brorsen and Larsen, 1987; Lee et al., 2008) 및 무반사조파시스템을 위한 감쇠역이 고려된다. 조파소스에 의한 조파방법을 제안한 Brorsen and Larsen(1987)은 조파소스를 사용하여 조파시킬 때 해석영역의 양방향(x 의 (+)방향과 x 의 (-)방향)으로 파랑이 전달되기 때문에 식(4.1)과 같은 조파소스강도 q 를 제안하고 있다.


$$q = 2U_0 \quad (4.1)$$

여기서, U_0 는 발생파의 수평유속성분을, 계수 2는 조파소스에 의한 파의 발생시 해석영역의 양방향으로 파진행을 각각 나타낸다. 본 연구에서는 조파소스강도 q 로서 식(4.2)과 같이 Grimshaw(1971)에 의해 유도된 고립파의 3차근사인 수평방향유속 U_0 를 적용한다 (Fenton, 1972).

$$U_0 = \sqrt{gh} \left[E_s S^2 - E_s^2 C_a - E_s^3 \{ C_b + C_c \} \right] \quad (4.2)$$

여기서,

$$\begin{aligned}
C_a &= -\frac{1}{4}S^2 + S^4 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(\frac{3}{2}S^2 - \frac{9}{4}S^4\right) \\
C_b &= \frac{19}{40}S^2 + \frac{1}{5}S^4 - \frac{6}{5}S^6 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(-\frac{3}{2}S^2 - \frac{15}{4}S^4 + \frac{15}{2}S^6\right) \\
C_c &= \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^4 \left(-\frac{3}{8}S^2 + \frac{45}{16}S^4 - \frac{45}{16}S^6\right)
\end{aligned} \tag{4.3}$$

\bar{z} 는 물입자의 평균위치를 나타내며 E_s 와 S 는 다음의 식(4.4), 식(4.5)와 같이 각각 정의된다.

$$E_s = H_i/h \tag{4.4}$$

$$S = \operatorname{sech} \alpha \hat{x} \tag{4.5}$$

그리고, 식(4.5)에서 α 와 \hat{x} 는 식(4.6)과 식(4.7)으로 각각 주어지며, 식(4.7)의 C 는 3차근사에서 고립파의 파속으로 식(4.8)로 표현된다.

$$\alpha = \sqrt{\frac{3}{4}} E_s \left\{ 1 - \frac{5}{8} E_s + \frac{71}{128} E_s^2 \right\} \tag{4.6}$$

$$\hat{x} = \frac{x_s - C_t}{h} \tag{4.7}$$

$$C = \sqrt{gh} \left[1 + \frac{1}{2} E_s - \frac{3}{20} E_s^2 + \frac{3}{56} E_s^3 \right] \tag{4.8}$$

Ohya and Nadaoka(1991)는 수치파동수로내에 구조물이 설치된 경우 조파소스의 위치에서 반사파의 영향을 고려하여 조파소스지점에서 연직적분치가 반사파가 없는 경우와 분포형상이 상사되도록 식(4.9)을 고려하였다.

$$q = 2U_0 \frac{\eta_0 + h}{\eta_s + h} \quad (4.9)$$

여기서, η_s 와 η_0 는 각각 조파소스의 위치에서 수위변동과 조파소스에 의해 기대되는 수위변동이다. 본 연구에서 조파소스에 의해 기대되는 수위변동 η_0 는 다음의 식과 같은 고립파의 3차근사식을 적용하여 산정된다(Fenton, 1972).

$$\eta_0 = h \left[1 + E_s S^2 \hat{t} + E_s^3 \left(\frac{5}{8} S^2 \hat{t}^2 - \frac{101}{80} S^4 \hat{t}^2 \right) \right] \quad (4.10)$$

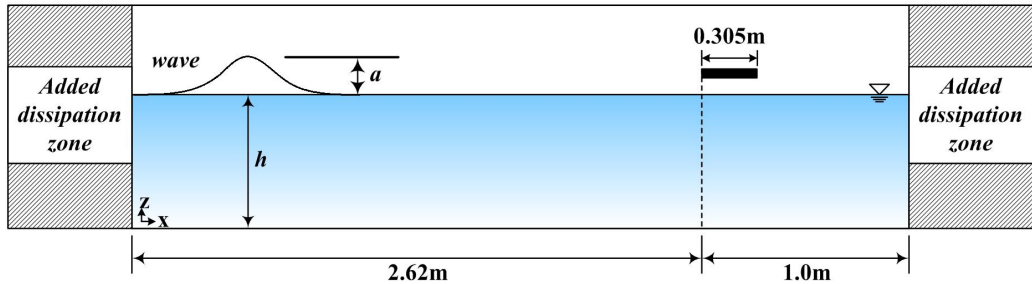
여기서, \hat{t} 는 다음의 식(4.11)과 같이 주어진다.

$$\hat{t} = \tanh \alpha \frac{x_s - C_t}{h} \quad (4.11)$$

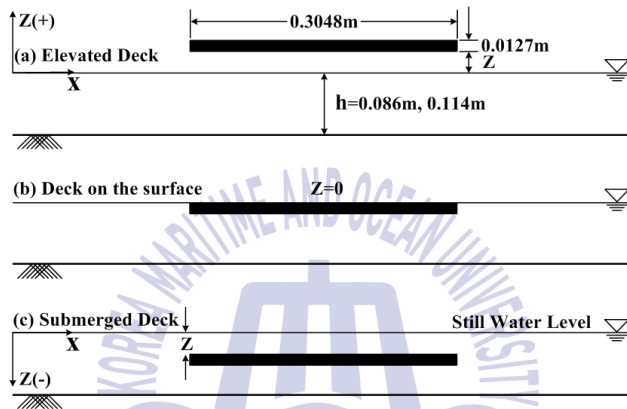
4.2 수치해석의 검증

4.2.1 Seiffert(2014)의 수리실험과 본 수치해석의 개요

Seiffert et al.(2014)은 수리실험으로부터 고립파가 교량에 작용하는 파력을 측정하였다. 본 수치해석에서는 Seiffert et al.(2014)에 의한 수리실험의 상황을 재현하기 위하여 2차원수치파동수조를 구축하였고, 실험조건과 동일하게 모델교량의 형상 및 제원을 Fig. 4.1과 같이 구성하였다. 계산의 효율을 향상시키기 위해 Deck의 배후영역을 1m로 축소하고 부가감쇠영역을 적용하여 반사파의 영향이 없도록 하였다. 격자구성은 전영역에 $\Delta x = 0.2\text{cm}$, $\Delta z = 0.1\text{cm}$ 로 구성하였고, 수심을 $h = 8.6\text{cm}$, 11.4cm 로, 이에 따른 고립파의 파고를 $a/h = 0.1$, 0.2 (여기서, a 는 고립파의 입사파고)로 변화시켜 교량에 작용하는 수평 및 연직파력을 산정하였다.



(a) Schematic sketch of computational domain



(b) Bridge deck used in the experiment and calculation

Fig. 4.1. Numerical setup.

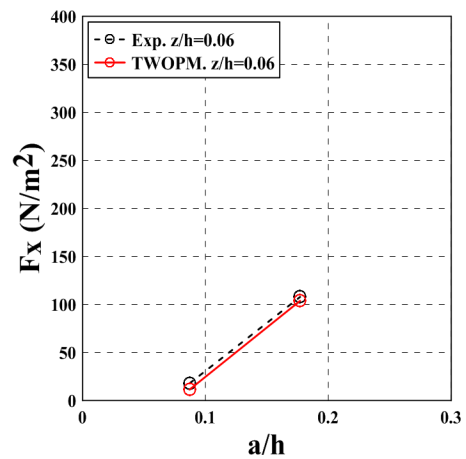
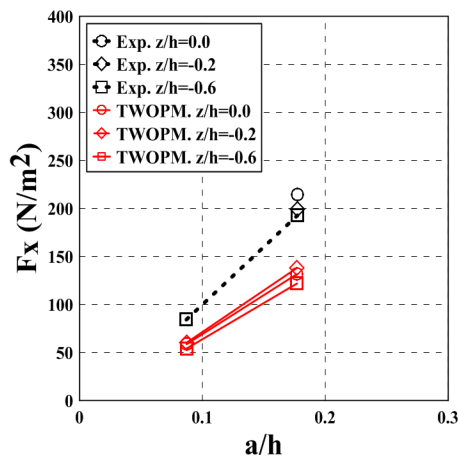
4.2.2 수치해석의 결과

Figs. 4.2~4.5는 $h=8.6\text{cm}$, 11.4cm , $a/h=0.1$, 0.2 , $z/h=0.06$, 0.0 , -0.2 , -0.6 일 때 Deck에 작용하는 고립파의 최대수평 및 연직파력에 대해 본 TWOPM-3D에 의한 수치해석결과와 Seiffert et al.(2014)에 의한 수리실험결과와 비교한 것이다. 여기서, 양(+)의 수평방향으로 작용하는 최대수평파력을 최대 Positive파력, 음(-)의 수평방향으로 작용하는 최대수평파력을 최대 Negative파력, 연직상방의 최대연직파력을 최대 Uplift파력, 연직하방의 최대연직파력을 최대 Downward파력으로 각각 정의한다. 연직파력은 Deck의 길이 0.3048m 로, 수평파력은 Deck의 길이 0.3048m 와 두께 0.0127m 로 나눈 결과이다. $h=8.6\text{cm}$, 11.4cm 인 경우의 $z/h=0.06$ 에서는 최대 Negative파력에 대한 실험결과가 제시되지 않아 그림에 나타내지 않았다.

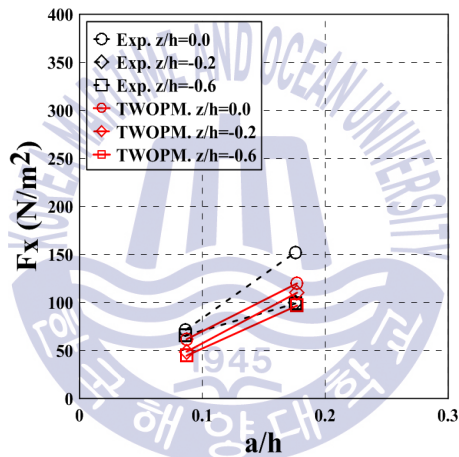
먼저, $h=8.6\text{cm}$ 인 Figs. 4.2와 4.3에서 $z/h=0.06$, 0.0 , -0.2 , -0.6 의 경우에 최대수평파력

에 대한 수치결과와 실험결과를 비교하면 $z/h=-0.2$, -0.6 의 Positive파력에서 본 수치결과가 약간 작은 값을 나타내며, 특히 고립파의 무차원파고가 큰 최대 Positive파력에서 수리실험보다 다소 작은 값을 나타낸다. 반면, $z/h=0.06$ 의 최대 Positive파력 및 $z/h=0.0$, -0.2 , -0.6 의 최대 Negative파력에서는 합리적으로 대응된다. 여기서, $z/h=-0.2$, -0.6 의 최대 Positive파력에 대한 두 결과에서의 차이는 수평파력이 작용하는 Deck의 연직높이가 연직파력이 작용하는 Deck의 길이에 비해 매우 작기 때문에 본 수치해석에서 격자구성이 충분하지 않은 것에 원인이 있는 것으로 판단된다. 최대연직파력에서 최대 Uplift파력은 $z/h=0.06$, 0.0 , -0.2 , -0.6 의 모든 경우에는 잘 일치하지만 최대 Downward파력은 약간의 불일치성이 인정되고, 또한 $z/h=0.06$ 에서는 두 결과에 반대의 변동양상이 나타난다. 하여튼, 최대연직파력의 변동특성에서 최대 Uplift파력의 경우가 최대 Downward파력에서보다 두 결과의 일치성이 보다 우수한 것으로 판정되며, 최대수평파력과 최대연직파력에서 주어지는 주요한 차이는 교량 상부를 통한 고립파의 월류시 쇄파발생과 교량의 저면과 배후에서 강하게 형성되는 와 발생 및 교량 저면에서 압력변동에 관한 수치적인 재현이 충분히 구현되지 않는 것에 원인이 있는 것으로 판단된다. 하여튼, 이러한 최대연직파력의 변동특성에서 최대 Uplift파력이 최대 Downward파력보다 두 결과에서 일치성이 보다 좋으며, 특히 최대 Downward파력은 고립파의 무차원파고의 변화에 크게 좌우되지 않는다는 것을 알 수 있다.

다음으로, $h=11.4\text{cm}$ 인 Figs. 4.4와 4.5의 경우를 전술한 Figs. 4.2와 4.3의 경우와 비교하면 고립파의 무차원파고에 변화에 따른 최대파력의 변동은 거의 유사한 변화과정을 나타내며, 전반적으로 두 결과에서 수심이 깊을수록 최대수평파력과 최대연직파력에서 최대 Uplift파력은 보다 큰 값을 나타내지만 최대 Downward파력은 거의 변동이 없다는 것을 확인할 수 있다. 이상의 결과로부터 두 해석결과에 일부를 제외하면 파고, 수심 및 교량의 연직위치의 변화에 따른 최대파력치 및 그의 변동양상이 잘 일치하므로 본 연구에서 적용하는 TWOPM-3D의 타당성을 확인할 수 있다.

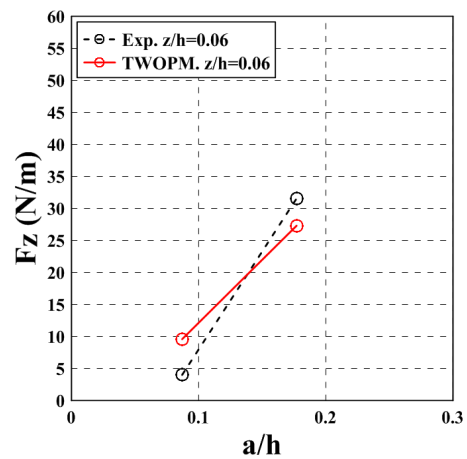
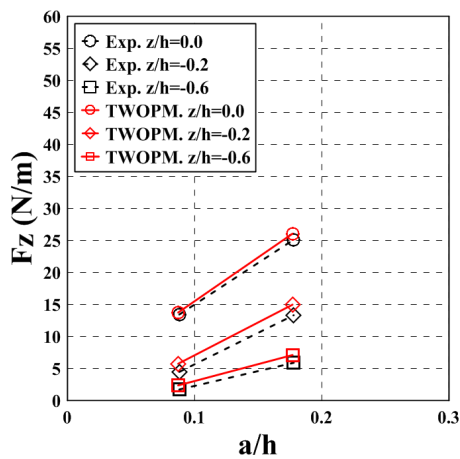


(a) Maximum positive force

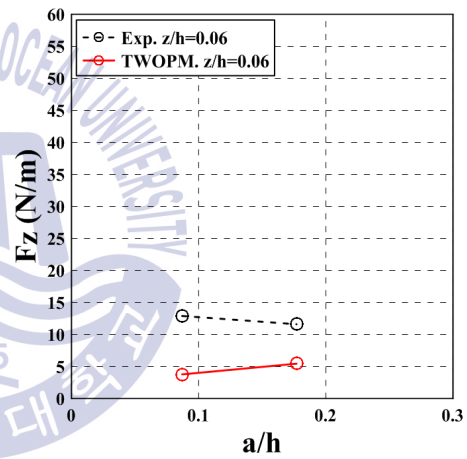
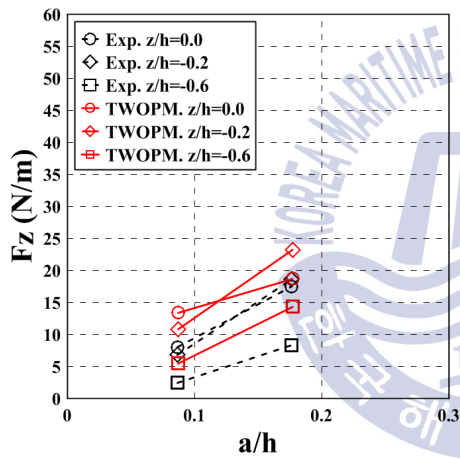


(b) Maximum negative force

Fig. 4.2. Maximum horizontal force ($h=8.6\text{cm}$).

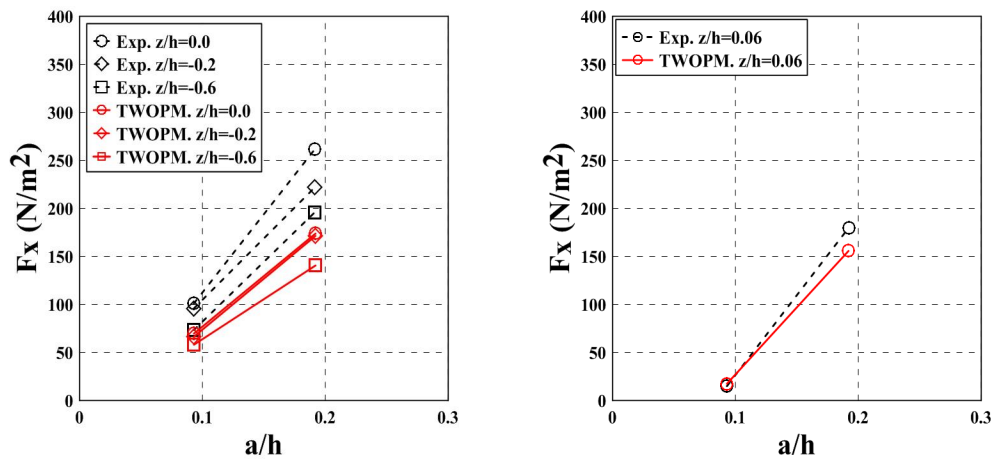


(a) Maximum uplift force

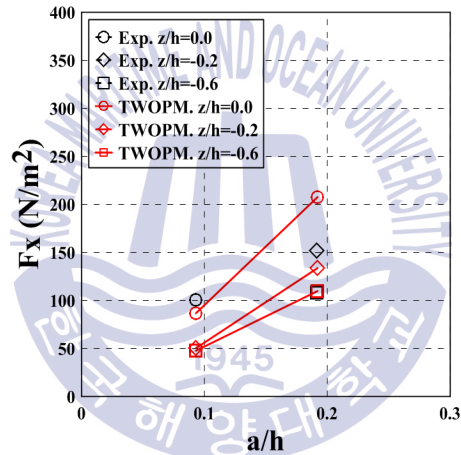


(b) Maximum downward force

Fig. 4.3. Maximum vertical force ($h=8.6\text{cm}$).

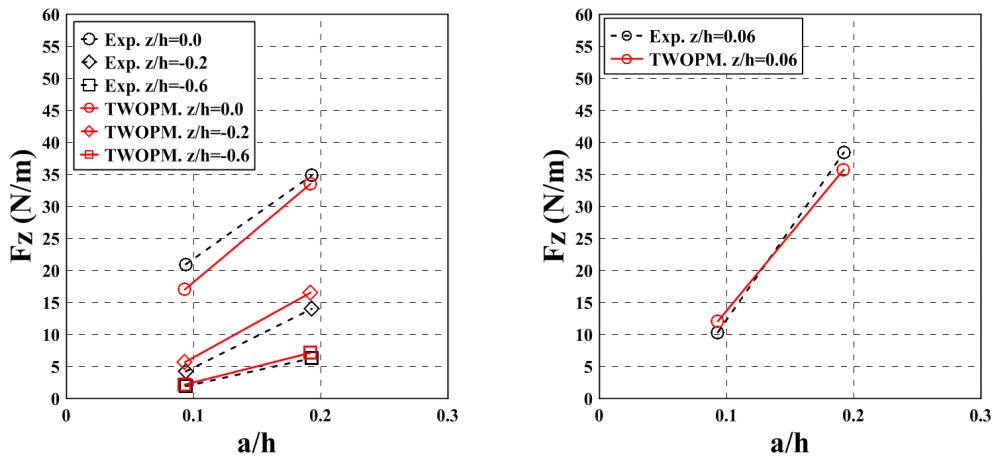


(a) Maximum positive force

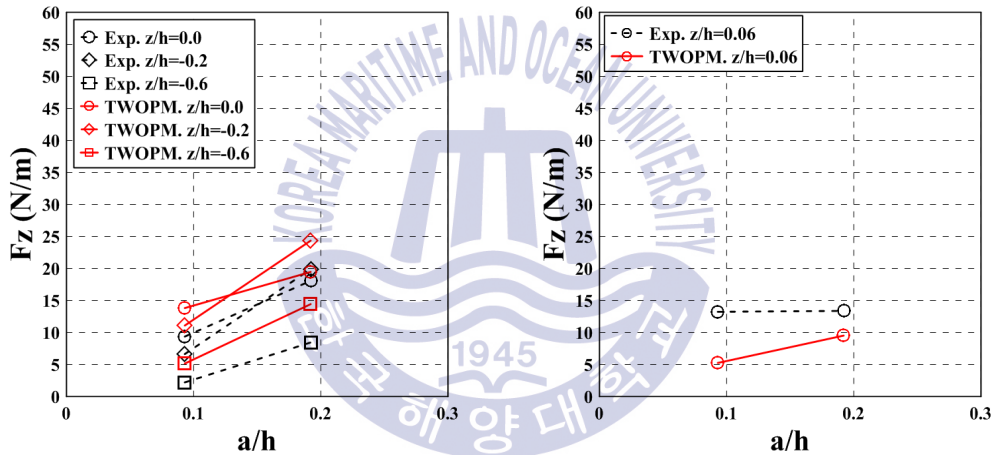


(b) Maximum negative force

Fig. 4.4. Maximum horizontal force ($h=11.4$ cm).



(a) Maximum uplift force



(b) Maximum downward force

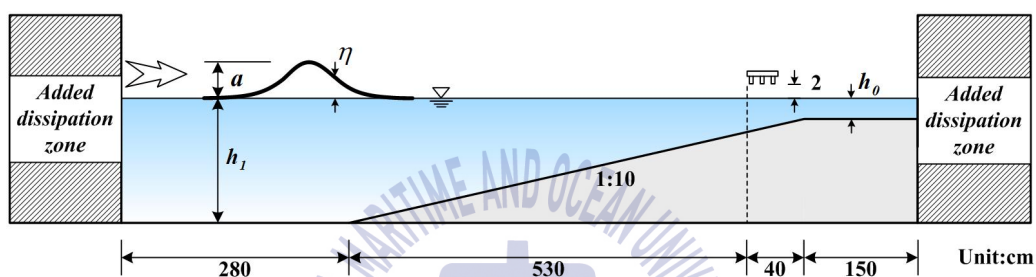
Fig. 4.5. Maximum vertical force ($h=11.4\text{cm}$).

4.3 파고의 변화에 따른 수위변동 및 작용파력의 변화

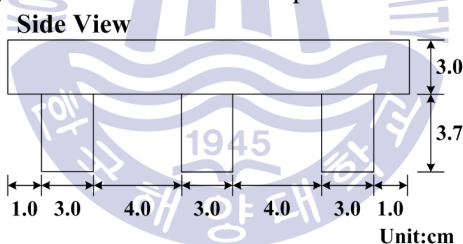
4.3.1 계산조건

교량에 작용하는 고립파로부터 지진해일파력의 특성을 평가하기 위하여 2004년 인도 양지진해일시 인도네시아에서 실제로 약 4m가량 이동된 Lueng Ie Bridge를 대상으로 하였다. 수치해석에서는 Fig. 4.6와 같이 총길이 10m의 2차원수치파동수조를 적용하였으며, 고립파의 천수변형으로부터 증폭된 파고를 얻기 위하여 1:10의 경사면을 설치하였다. 이

때, 수심은 $h_1=60\text{cm}$, $h_0=3\text{cm}$ 이고, 고립파의 파고는 $a=4, 5, 6, 7, 8\text{cm}$ 로 변화시켜 교량에 작용하는 수평 및 연직파력을 산정하였다. 격자구성은 교량의 주변영역에 $\Delta x=0.5\text{cm}$, $\Delta z=0.5\text{cm}$ 로 가변격자를 구성하였고, 수조 처음과 끝은 감쇠영역을 적용하여 반사파가 발생하지 않도록 하였다. 적용된 모델교량은 실제 교량 Lueng Ie Bridge를 약 1:54로 축적한 값이며, 경사면상에서 가장 높은 수위가 측정된 530cm의 수평거리에 수면상 2cm에 위치하였다.



(a) Schematic sketch of computational domain



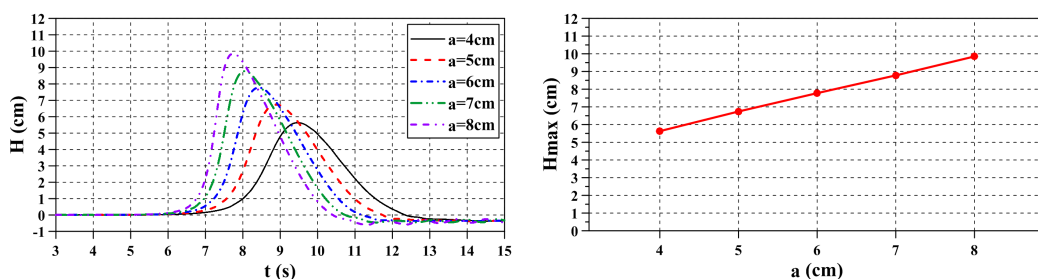
(b) Bridge model dimension

Fig. 4.6. Numerical setup.

4.3.2 수위변동

Fig. 4.7(a)는 교량이 존재하지 않는 경우 입사파고 $a=4, 5, 6, 7, 8\text{cm}$ 일 때 교량의 전면위치에서 수위의 시간변동을 나타내고, Fig. 4.7(b)는 각각에서 최고수위를 나타낸다. 이 때, $a=4, 5\text{cm}$ 의 경우는 고립파가 교량을 월류하지 않으며, $a=6, 7, 8\text{cm}$ 의 경우는 교량을 월류한다. 결과를 살펴보면 입사파고 a 가 클수록 고립파의 전파속도가 빨라지고, 전면의 파경사가 가파라진다. 선형적으로 증가하는 입사파고에 따라 경사면상에서 천수 변형으로 파고가 거의 선형적으로 증폭되고, 따라서 Fig. 4.7(b)에 나타내는 바와 같이

구조물 위치에서 최고수위도 거의 선형적으로 증가한다.



(a) Profiles of water level

(b) Maximum water level

Fig. 4.7. Profiles of water level and maximum water level.

4.3.3 작용파력과 시·공간분포

Fig. 4.8은 교량에 작용하는 고립파에 의한 수평 및 연직파력의 시계열을 나타내며, Fig. 4.9는 각각에서 수평 및 연직파력의 최대치를 나타낸다. 파력의 작용시점으로부터도 입사파고 a 가 커질수록 전파속도가 빨라지는 것을 볼 수 있고, 또한 입사파고가 커질수록 최대수평파력이 증가하며, 고립파의 전면에서 파경사가 급해지므로 고립파 전면에서 수평파력이 배면에서의 경우보다 경사가 급하게 된다. 이 때의 수평파력은 고립파의 최대수위가 교량의 전면에서 도달하는 순간에 최대치를 나타내며, 이후에 점차 감소한다. 연직파력의 시계열을 살펴보면 입사파고가 커질수록 교량을 월류하는 월류량이 점점 많아지고, 이에 따라 Downward파력이 발생하는 것을 확인할 수 있다. 최대연직파력의 발생시점은 최대수평파력의 경우와는 달리 조금 이른 시간에 발생하는 것이 특징이며, 따라서 최대양력이 먼저 발생되고, 바로 이어 최대수평파력이 작용하기 때문에 구조물의 안정성 관점에서는 보다 취약한 구조의 경우로 된다.

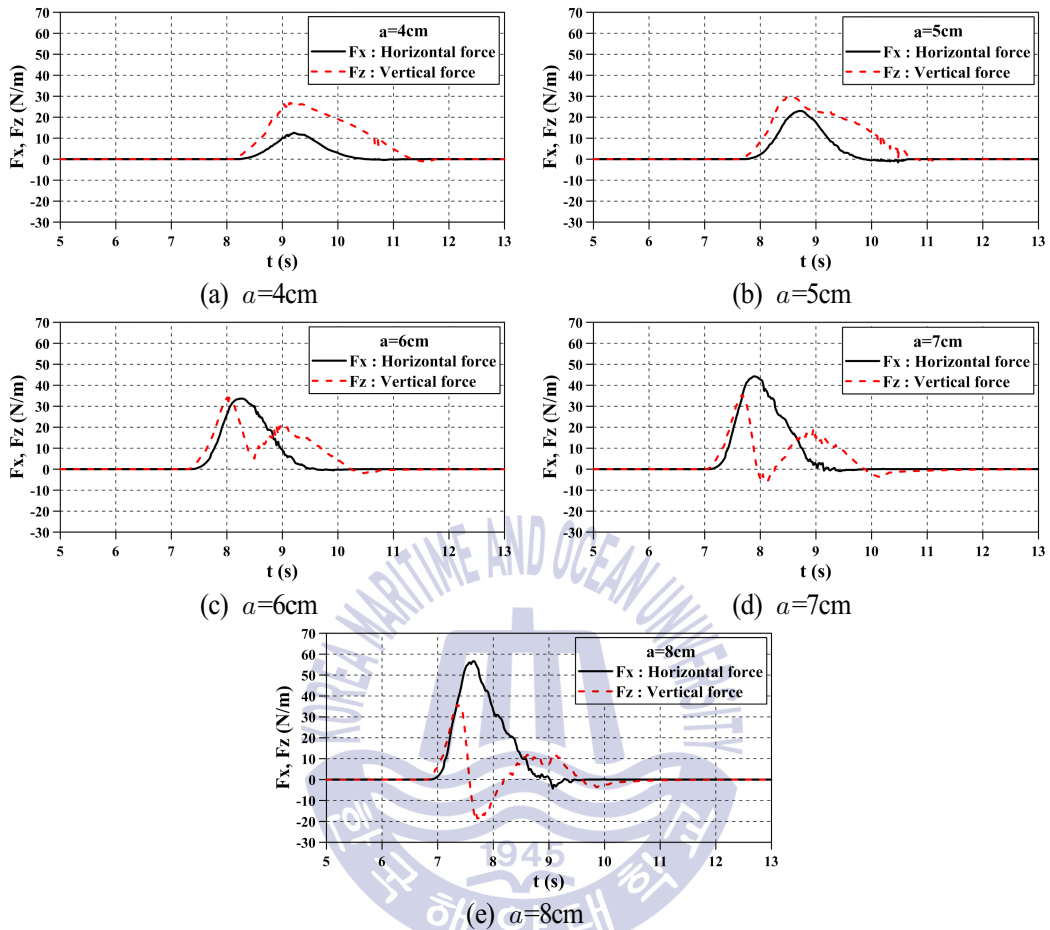
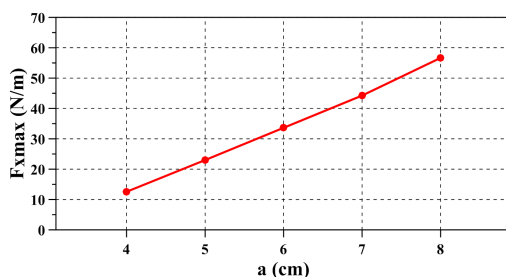
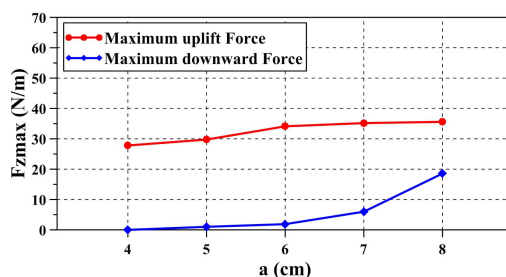


Fig. 4.8. Profiles of horizontal and vertical forces.

Fig. 4.8의 시계열로부터 도출된 최대수평파력과 최대연직파력을 파고의 함수로 나타낸 결과가 Fig. 4.9에 제시되어 있다. 그림으로부터 입사파고의 증가에 따라 최대수평파력과 최대연직파력이 모두 증가하지만 최대수평파력의 증가율이 최대연직파력의 경우보다 크다. 또한, 최대연직파력에서 최대 Uplift파력이 최대 Downward파력보다 큰 값을 가지고, 최대 Uplift파력보다 최대 Downward파력의 증가율이 보다 크게 나타나지만 파고변화에 따른 최대 Uplift파력의 변동은 다른 경우보다 매우 작고, 특히 파고가 큰 경우에는 파고변화에도 거의 일정치를 나타낸다.



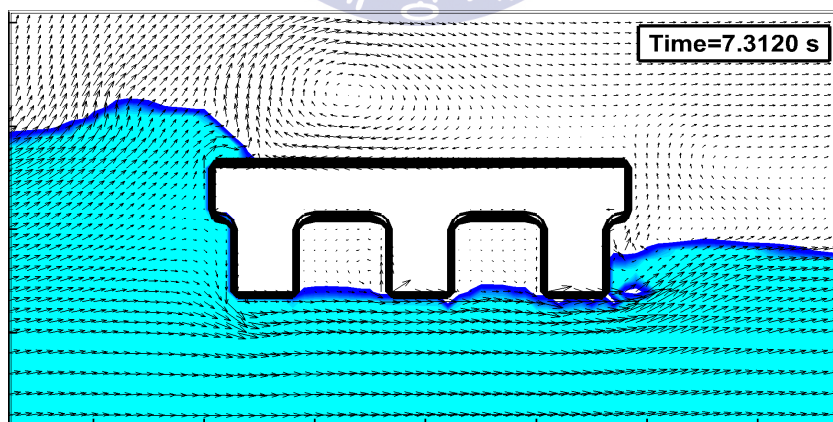
(a) Maximum horizontal force



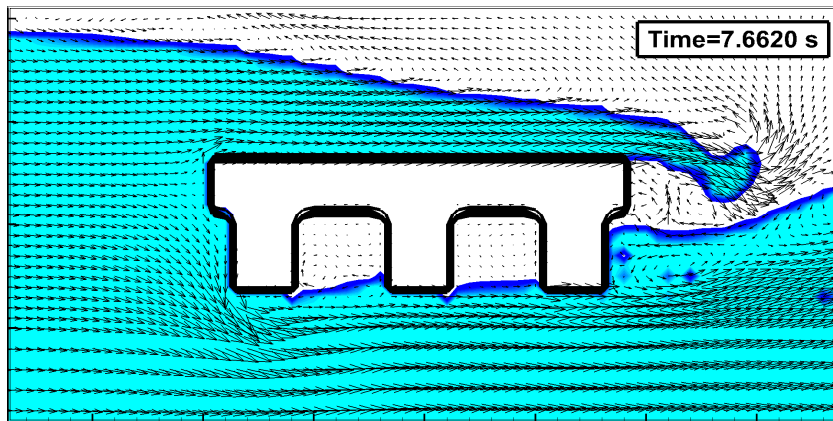
(b) Maximum vertical force

Fig. 4.9. Maximum horizontal and vertical forces.

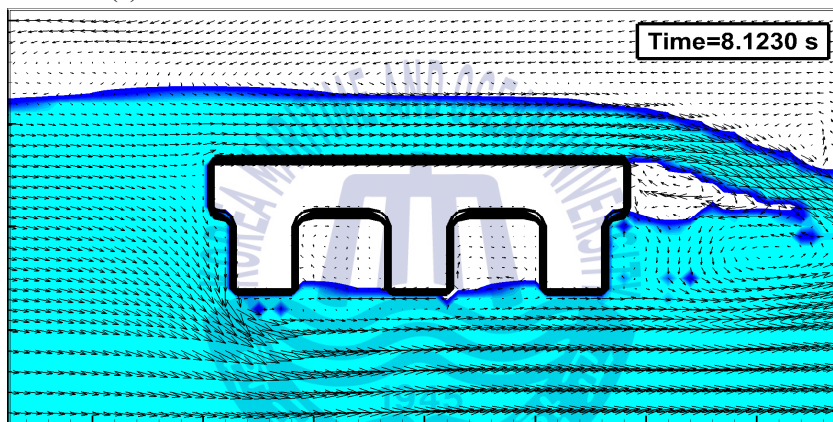
Fig. 4.10은 입사파고 $a=8\text{cm}$ 일 때 고립파가 교량에 도달하여 최대 Uplift파력과 최대 Downward파력이 작용할 때와 그 직후의 수위 및 유속에 대한 시·공간분포를 나타낸다. 최대 Uplift파력이 작용할 때는 처오름고가 낮고, 3개의 Girder 저면에 모두 연직방향의 파력이 작용하며, Deck하의 Girder 사이에 공기가 연행 포획되어 있다. 최대 Downward파력이 작용할 때는 고립파가 교량을 월류하는 상황에서 발생하고, 교량 배후면에서 시계 반대방향의 와가 발생되며, 또한 Deck하의 Girder 사이에 공기가 포획된다. 월류된 이후는 다량의 공기가 혼입되어 매우 복잡한 수면거동을 나타내고, 교량 배후면에서 공동이 존재하며, 빠른 유속으로 인하여 강한 난류 및 시계반대방향의 와가 발생하는 것을 알 수 있었다.



(a) The moment when maximum uplift force occurs



(b) The moment when maximum downward force occurs



(c) The moment after overtopping

Fig. 4.10. Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($a=8\text{cm}$).

4.4 연안교량의 위치에 따른 수위변동 및 작용파력의 변화

4.4.1 계산조건

전술한 수치파동수조와 동일하게 수심 및 경사면을 구성하며, 다음의 Fig. 4.11에 나타내는 바와 같이 경사면이 끝나는 지점에서부터 수조 끝까지 300cm의 일정수심상에 교량의 위치를 나타내는 수평거리를 $D=0, 50, 100, 150, 200\text{cm}$ 로 변화시켰다. 이 때, 고립파의 입사파고는 $a=8\text{cm}$ 로 일정하며, 모델교량은 수면상 2cm에 위치한다.

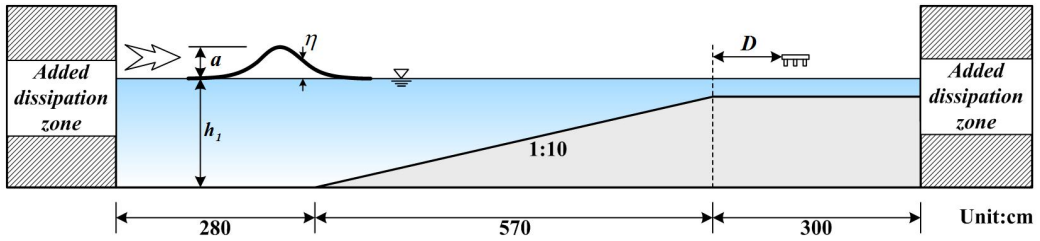


Fig. 4.11. Schematic sketch of computational domain.

4.4.2 수위변동

Fig. 4.12(a)는 교량이 존재하지 않는 경우 입사파고 $a=8\text{cm}$ 일 때 수평이격거리 D 의 위치(교량의 전면)에서 수위의 시간변동을 나타내며, Fig. 4.12(b)는 각각에서 최고수위를 나타낸다. 결과를 살펴보면 $D=0\text{cm}$ 인 경우에 가장 높은 수위를 나타내고, D 가 커질수록 고립파의 전면이 거의 연직면과 같이 발달하여 단파형으로 전이되고, 이후에는 D 의 증가에도 쇄파가 동반되어 수위가 감소된다. 따라서, Fig. 4.12(b)에서 $D=100\text{cm}$ 인 경우에 최대수위가 주변의 값보다 크게 나타나며, 쇄파가 발생되지 않는다는 가정하에서는 D 의 증가에 따라 최대수위가 감소될 것으로 추정된다.

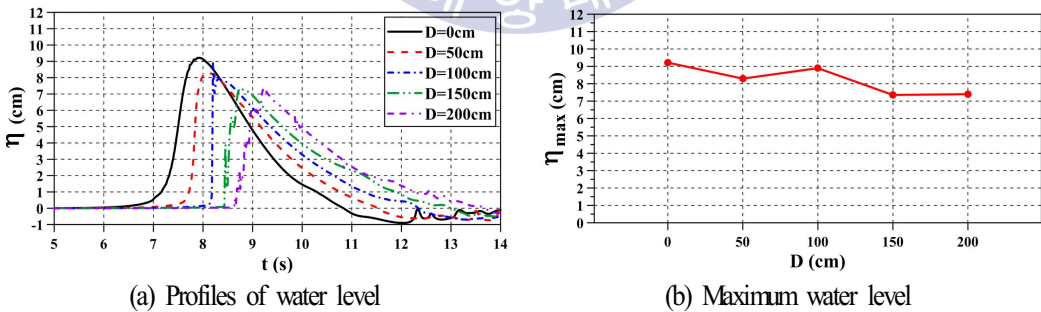


Fig. 4.12. Profiles of water level and maximum water level.

4.4.3 작용파력과 시·공간분포

Fig. 4.13은 Fig. 4.12(a)에 제시된 고립파가 교량에 작용할 때 산정된 수평 및 연직파

력의 시계열을 나타내며, Fig. 4.14는 Fig. 4.13의 시계열로부터 얻어진 수평 및 연직파력의 최대치를 나타낸다. 그림으로부터 $D=0\text{cm}$ 인 경우는 최대 Uplift파력이 최대수평파력보다 먼저 작용하는 반면에 다른 경우는 두 힘이 거의 동시에 작용하고, 수평파력의 변동양상은 전술한 수위변동과 거의 유사한 경향을 갖는다. 최대수평파력은 $D=100\text{cm}$ 인 경우에 발생되고, 이는 전술한 바와 같이 고립파의 전면이 단파에서 불연속면과 같은 연직면을 형성하고, 수면상에 쇄파가 동반되기 때문이다. 쇄파가 동반되는 경우에는 수평파력에 복수의 피크치가 나타나고, 이후의 시간에서는 완만하게 감소한다. 연직파력에서 $D=0, 200\text{cm}$ 이외는 최대 Uplift파력이 최대 Downward파력보다 크게 나타나며, 이로부터 연직파력은 고립파의 전면에서 수면경사 및 쇄파형성과 직접적인 연관성을 갖는 것으로 판단된다.

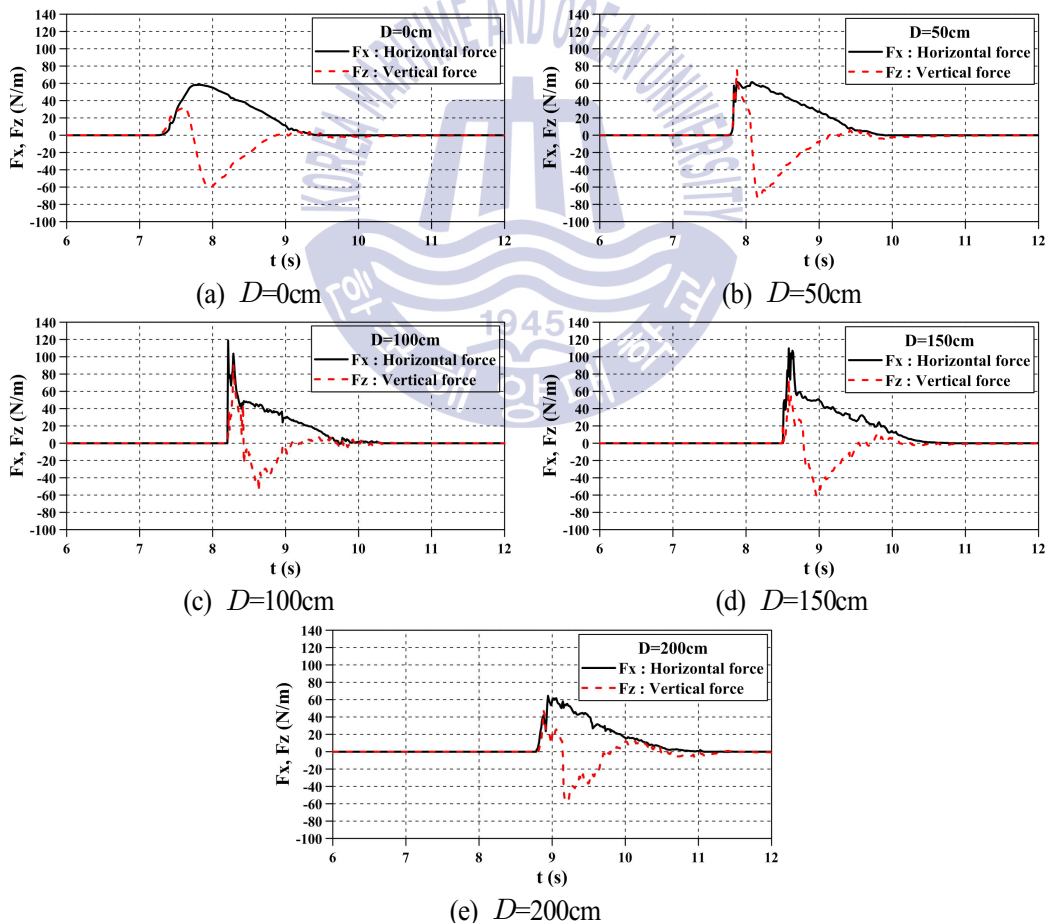
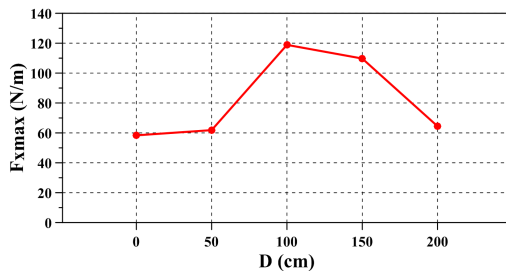


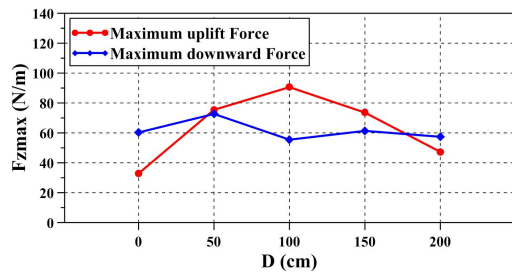
Fig. 4.13. Profiles of horizontal and vertical forces.

D 의 변화에 따른 최대파력의 변화를 나타낸 Fig. 4.14로부터 최대수평파력의 경우를 살펴보면 $D=100\text{cm}$ 에서 최대치를 나타내고, 전후로 갈수록 감소하며, 이는 전술한 바와 같이 $D=100\text{cm}$ 에서 고립파의 전면이 거의 연직면으로 되고, 동시에 수면상에 쇄파가 형성되기 때문이다. 최대연직파력에서 최대 Uplift파력은 전술한 최대수평파력과 같은 변화양상을 나타내지만 변동양상은 상이하다. 다음에, 최대 Downward파력은 $D=50\text{cm}$ 에서 최대치를 나타내고, 쇄파가 동반되는 $D=100\text{cm}$ 이후에는 값의 변화가 거의 나타나지 않는다. 이러한 결과는 수평상에서 고립파가 쇄파된 이후에는 에너지의 큰 감쇠없이 파고가 유지·지속되기 때문이다.

Figs. 4.15~4.19는 수평이격거리 $D=0, 50, 100, 150, 200\text{cm}$ 일 때 고립파가 교량에 전파되어 최대 Uplift파력과 최대 Downward파력이 작용할 때와 그 직후에서 수위 및 유속의 시·공간분포를 나타낸다. 쇄파가 발생되지 않는 $D=0, 50\text{cm}$ 일 때 최대 Uplift파력은 고립파가 교량의 전면을 강타하여 최대쳐오름고가 발생될 때 나타나고, 최대 Downward파력은 교량 Deck 상부에 월류량이 많아질 때 나타난다. 그리고, 쇄파가 발생하는 $D=100\text{cm}$ 인 지점에서는 고립파가 교량의 전면을 매우 강하게 강타하여 다른 위치에서보다 가장 높은 최대쳐오름고가 발생하고, Girder 사이에 물이 유입되어 최대수평파력과 최대 Uplift파력이 거의 동시에 발생된다. 고립파의 작용 직후 교량 Deck 상부에서 월류량이 많아지고, 쳐올라간 수위가 낙하하여 Deck 상부를 하방으로 강타하고, Girder 저면에서 일부 유체가 분리될 때 최대 Downward파력이 산정되지만 Deck 상부에서 월류수의 유속과 월류량이 상대적으로 작게 주어진다. 쇄파 발생 이후의 $D=150\text{cm}$ 에서는 $D=100\text{cm}$ 의 경우와 유사한 상황을 나타내지만 쇄파지점에서 이격되고, 따라서 유속과 수위가 낮아지기 때문에 최대수평파력과 최대 Uplift파력은 작아지는 반면에 Deck 상부의 월류량이 많아지고, Girder 저면과 유체 사이에 생성되는 공기의 완충작용으로 최대 Downward파력은 다소 작아지는 것으로 판단된다. 한편, $D=200\text{cm}$ 의 경우는 쇄파지점에서 보다 이격되기 때문에 다량의 공기가 수중에 혼입되고, 매우 복잡한 유체거동을 나타내는 것을 볼 수 있다. 따라서, 최대수평파력과 최대 Uplift파력은 $D=100, 150\text{cm}$ 의 경우보다 작고, 최대 Downward파력도 작다.



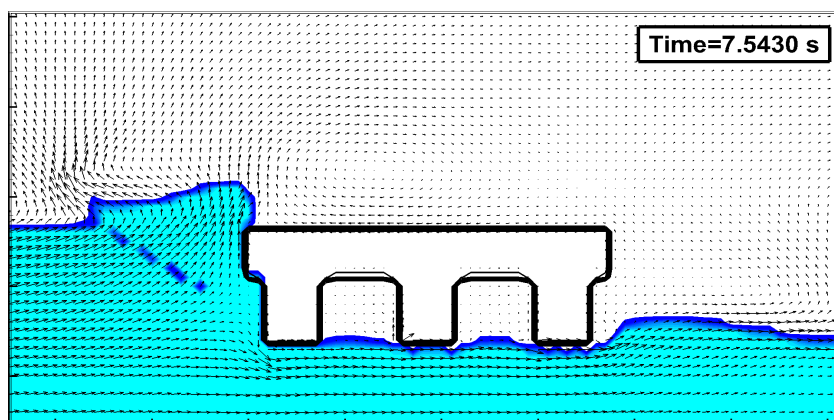
(a) Maximum horizontal force



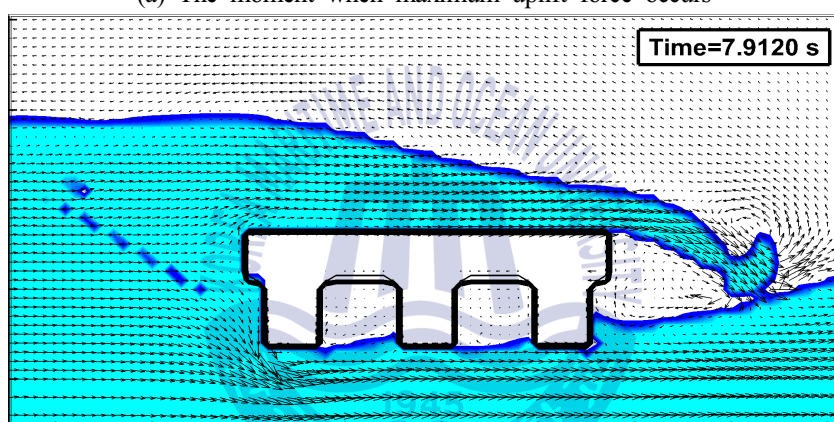
(b) Maximum vertical force

Fig. 4.14. Maximum horizontal and vertical forces.

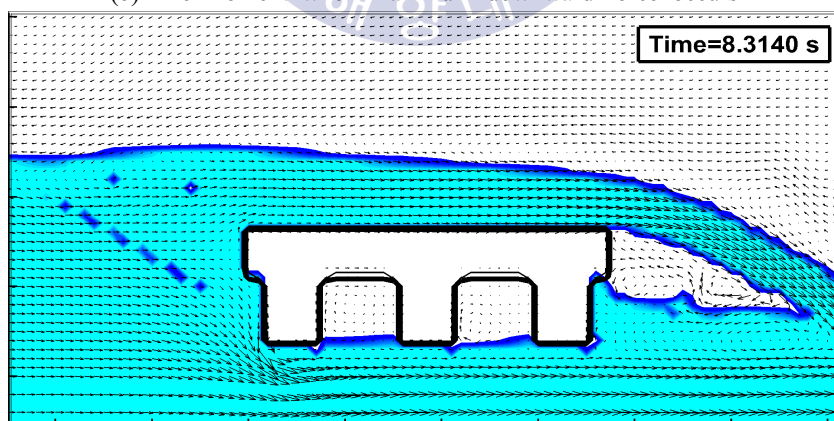




(a) The moment when maximum uplift force occurs

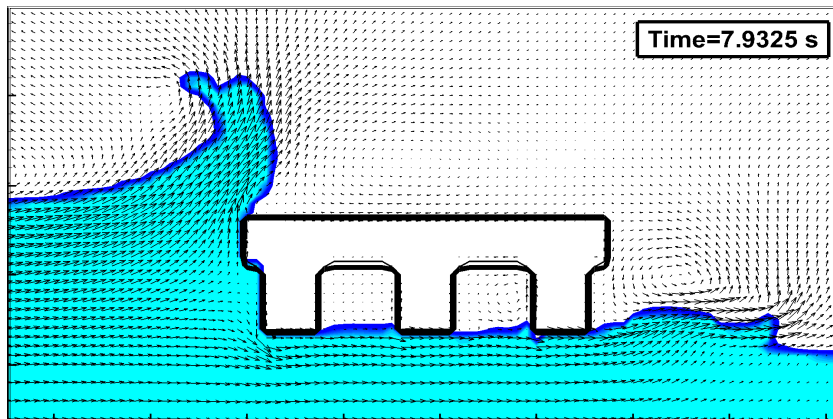


(b) The moment when maximum downward force occurs



(c) The moment after overtopping

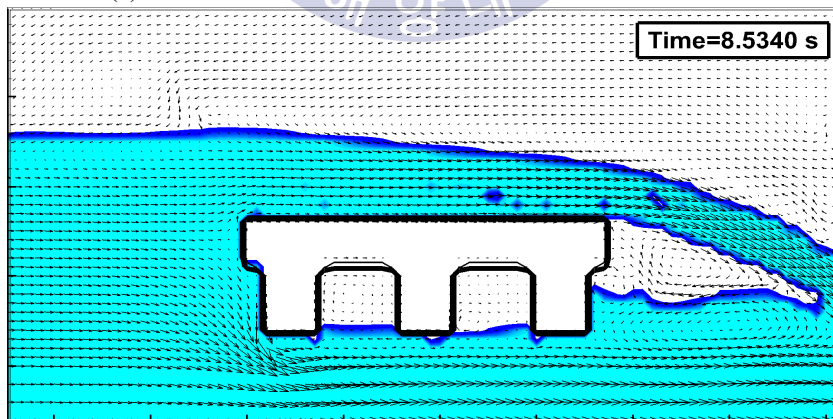
Fig. 4.15. Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model ($D=0\text{cm}$).



(a) The moment when maximum uplift force occurs

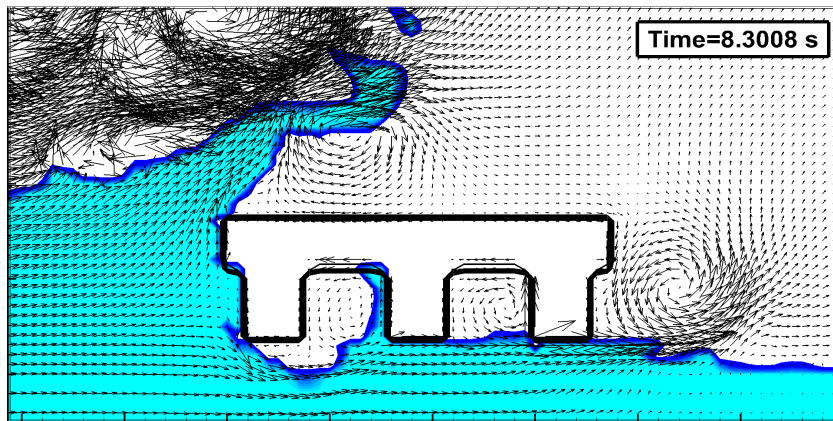


(b) The moment when maximum downward force occurs

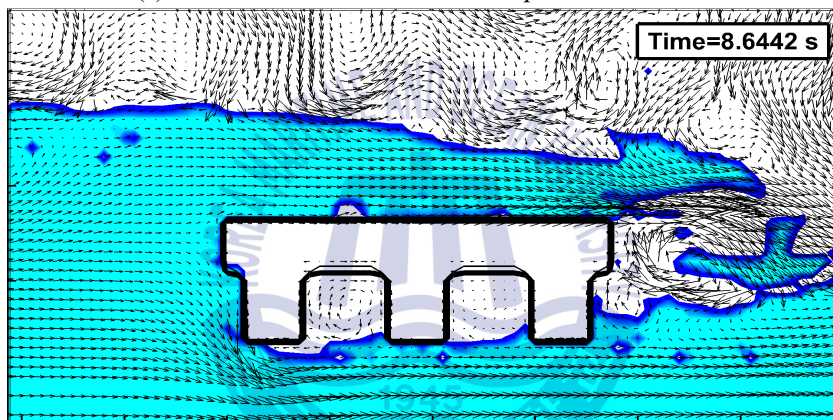


(c) The moment after overtopping

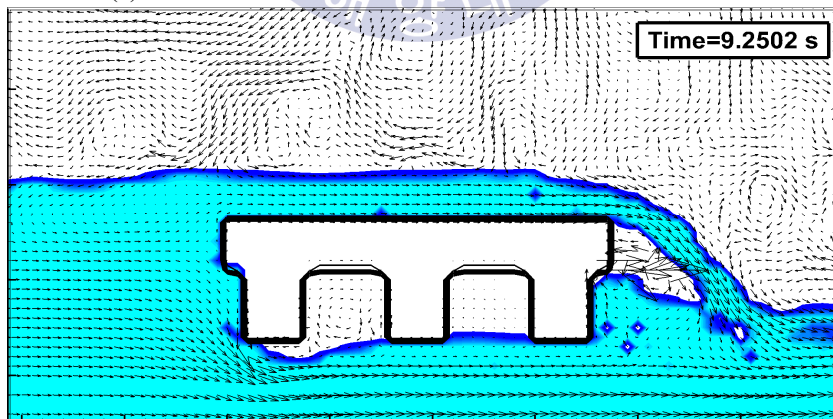
Fig. 4.16. Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($D=50\text{cm}$).



(a) The moment when maximum uplift force occurs

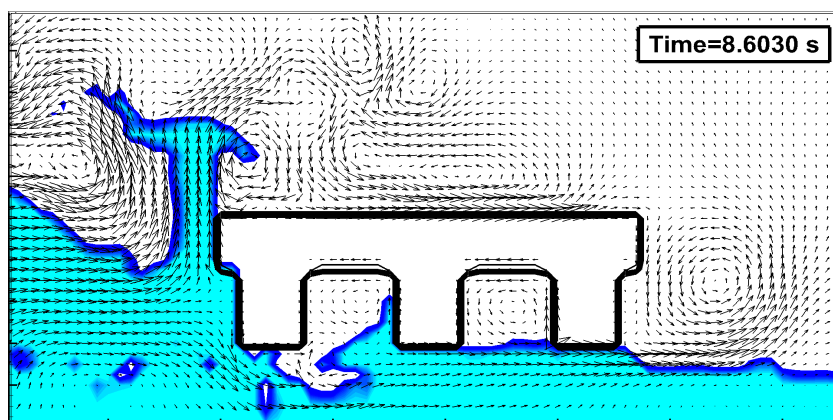


(b) The moment when maximum downward force occurs

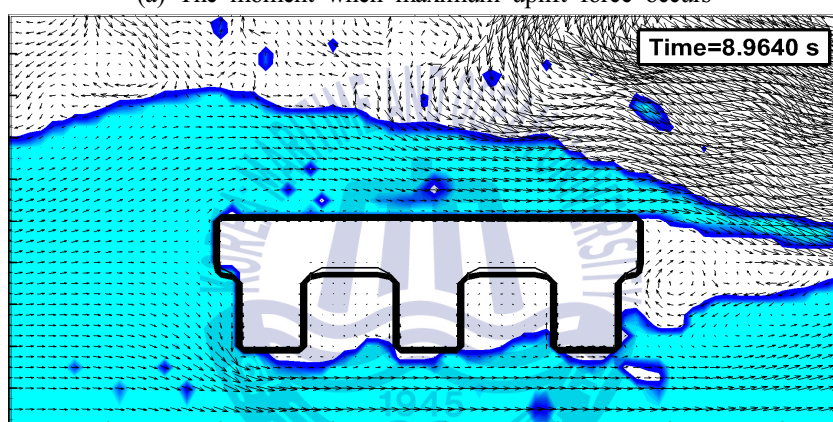


(c) The moment after overtopping

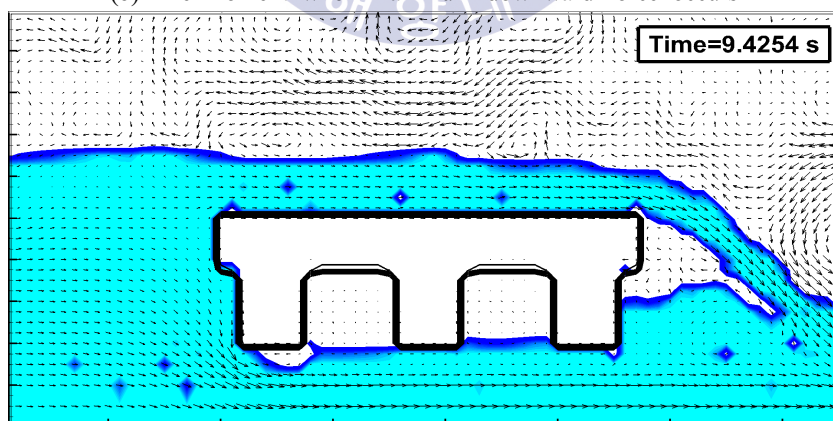
Fig. 4.17. Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($D=100\text{cm}$).



(a) The moment when maximum uplift force occurs

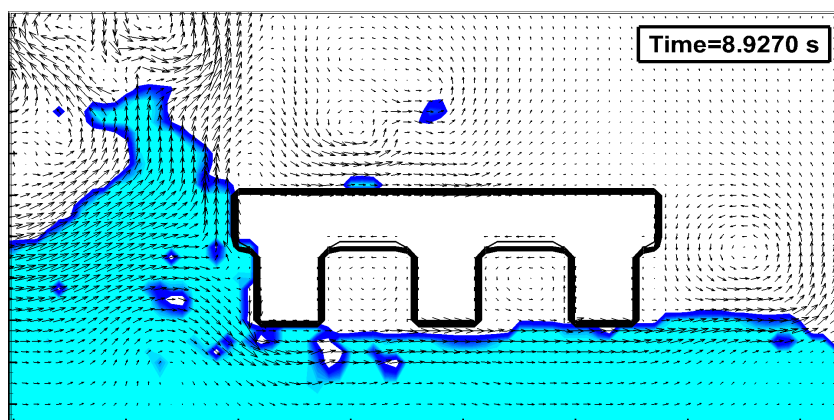


(b) The moment when maximum downward force occurs

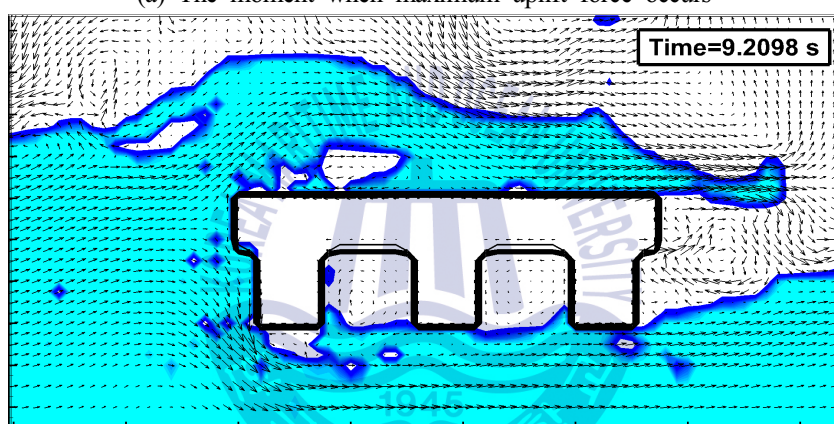


(c) The moment after overtopping

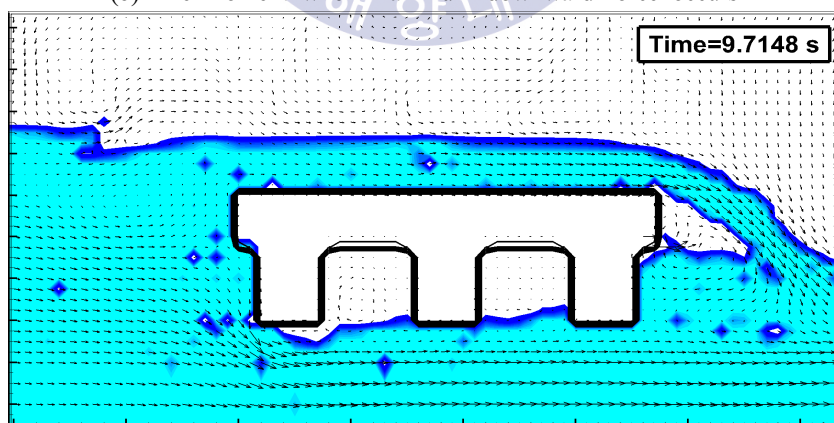
Fig. 4.18. Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($D=150\text{cm}$).



(a) The moment when maximum uplift force occurs



(b) The moment when maximum downward force occurs



(c) The moment after overtopping

Fig. 4.19. Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model($D=200\text{cm}$).

4.5 연안교량의 형상에 따른 작용파력의 변화

4.5.1 연안교량의 형상

Fig. 4.20은 Girder가 없는 Slab교량(혹은 Girder가 0인 Girder교량), 2개 및 6개의 Girder를 갖는 모델교량의 형상과 제원을 나타낸다. 수치파동수조와 격자구성은 전술한 경우와 동일하고, 고립파의 파고는 $a=8\text{cm}$ 로 수치조파하였으며, 전술한 바와 동일하게 수평이격거리는 $D=50\text{cm}$ 로, 수면상 2cm에 위치하였다.

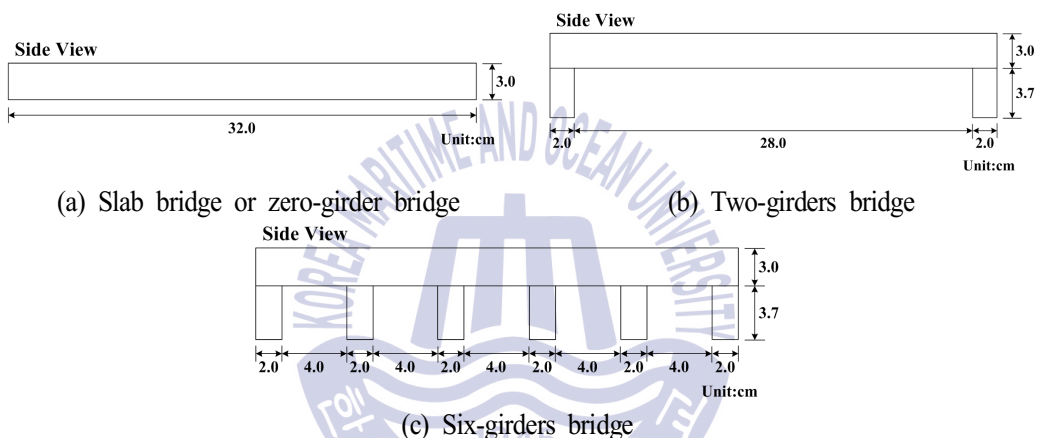


Fig. 4.20. Bridge type and its dimension.

4.5.2 작용파력과 시·공간분포

Fig. 4.21은 3종류의 모델교량에 작용하는 고립파에 의한 수평 및 연직파력의 시계열을, 그리고 Fig. 4.22는 시계열에서 수평 및 연직파력의 최대치를 나타낸다. 파력에 관한 시계열로부터 최대수평파력의 크기는 Girder의 수에 비례하며, Girder를 갖는 경우에 최대수평파력의 크기가 급격히 증가하는 것을 알 수 있고, 이는 Girder의 연직면에 작용하는 수평파력이 고려되기 때문이다. Girder의 수가 0개 및 2개인 경우는 최대수평파력과 최대 Uplift파력을 나타내는 위상이 상이하고, 최대 Uplift파력이 상대적으로 느리게 나타난다. 반면, Girder의 수가 6개인 교량에서는 최대수평파력과 최대 Uplift파력이 거의 동시에 발생하며, 이러한 결과는 Girder에 의한 저항으로 고립파의 전파가 느리게 되고, 이에 따라 고립파가 교량의 전면을 강타할 때 나타나는 최대수평파력의 발생시점에서 최

대 Uplift파력도 거의 동시에 나타나는 것으로 판단된다. 최대 Uplift파력의 최대치는 Girder의 수가 2개인 교량에서 나타나며, 이는 후술하는 Fig. 4.25로부터 바로 알 수 있을 것이다. 또한, Girder의 수가 2개인 교량에서 최대 Downward파력의 최대치도 나타나며, 이 또한 후술하는 Fig. 4.25로부터 바로 알 수 있는 바로 Deck 상부에서 월류량이 가장 많이 때문이다.

Figs. 4.23~4.25는 $a=8\text{cm}$ 일 때 고립파가 교량에 도달하여 최대 Uplift파력과 최대 Downward파력이 작용할 때 수위와 유속의 시·공간분포를 나타낸다. Girder 수에 따른 최대 Uplift파력을 살펴보면 외견상 Girder가 존재하지 않는 Fig. 4.23(a)에서 Deck 저면의 전부가 유체와 접하기 때문에 최대치가 발생할 것으로 여겨지지만 처오름고가 상대적으로 낮아 저면에 작용하는 유체압력이 작기 때문에 최대 Uplift파력은 제일 작은 값을 나타낸다. 최대 Downward파력은 높은 수위가 Deck 전체 면에 고르게 분포하는 Girder가 2개인 교량에서 발생되고, Girder가 6개인 교량에서는 전체 Girder 사이에 공기가 연행·혼입되어 Uplift파력에 대한 완충작용이 클 것으로 판단된다.

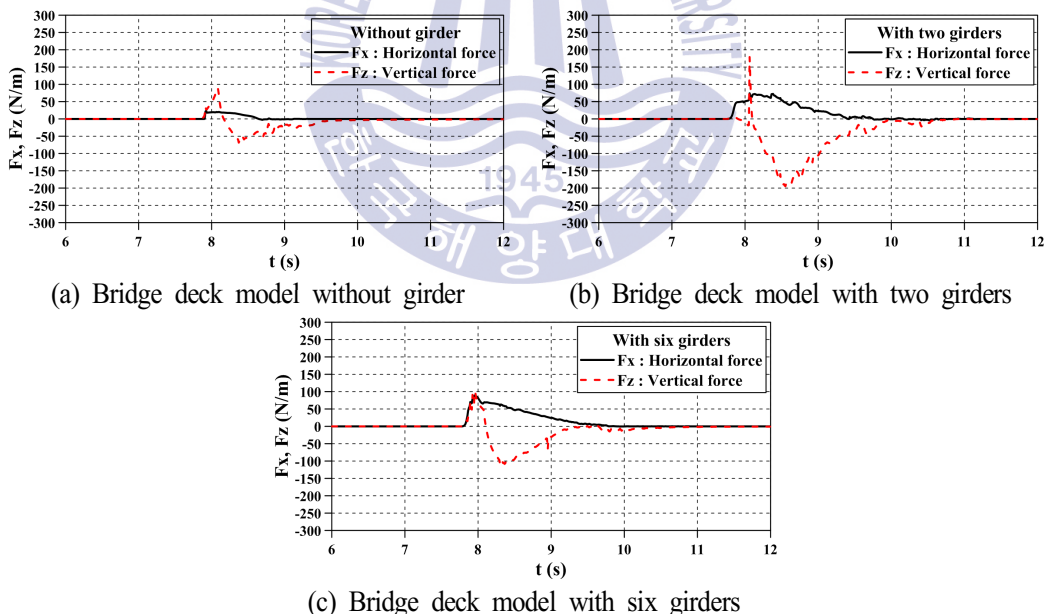


Fig. 4.21. Profiles of horizontal and vertical forces.

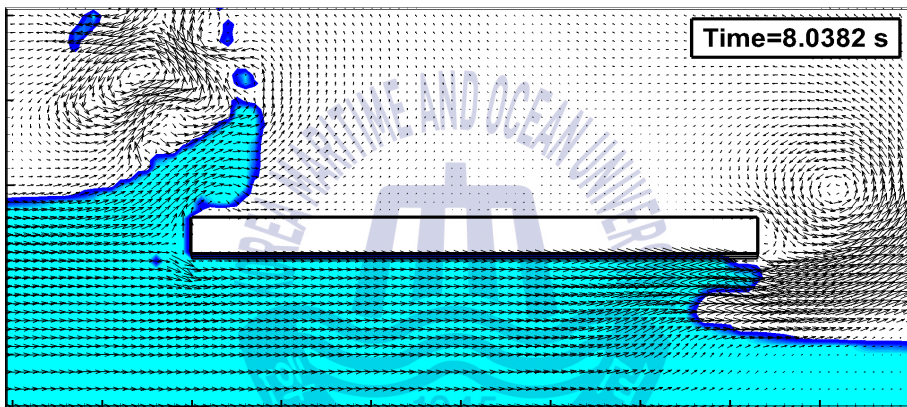


(a) Maximum horizontal force

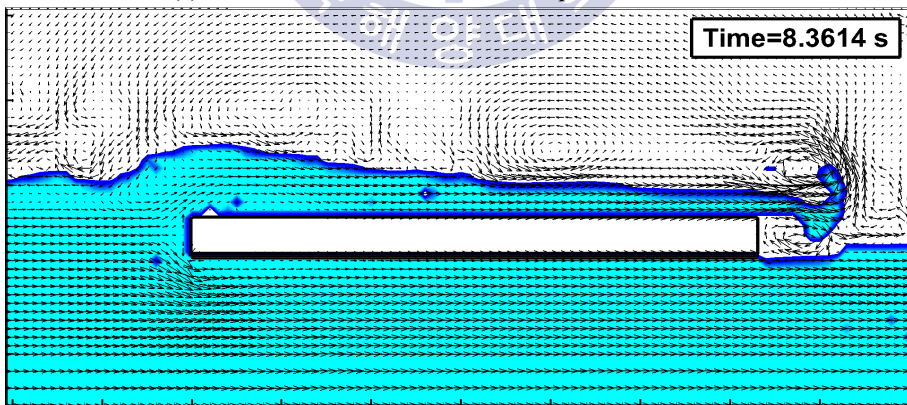


(b) Maximum vertical force

Fig. 4.22. Maximum horizontal and vertical forces.

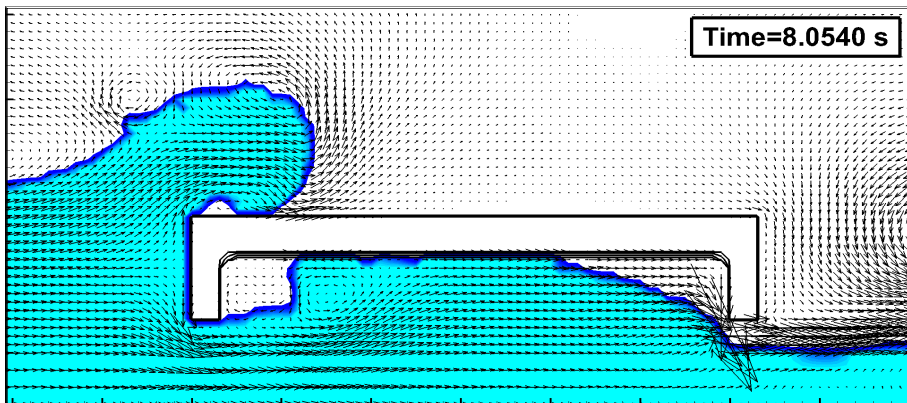


(a) The moment when maximum uplift force occurs

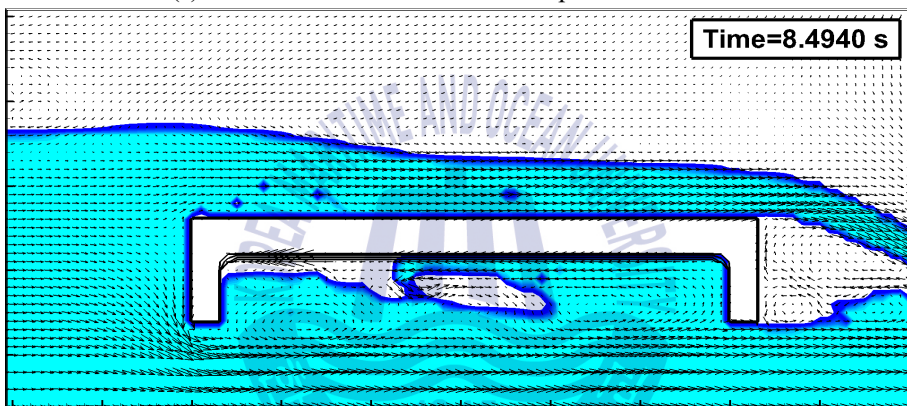


(b) The moment when maximum downward force occurs

Fig. 4.23. Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model(without girder).

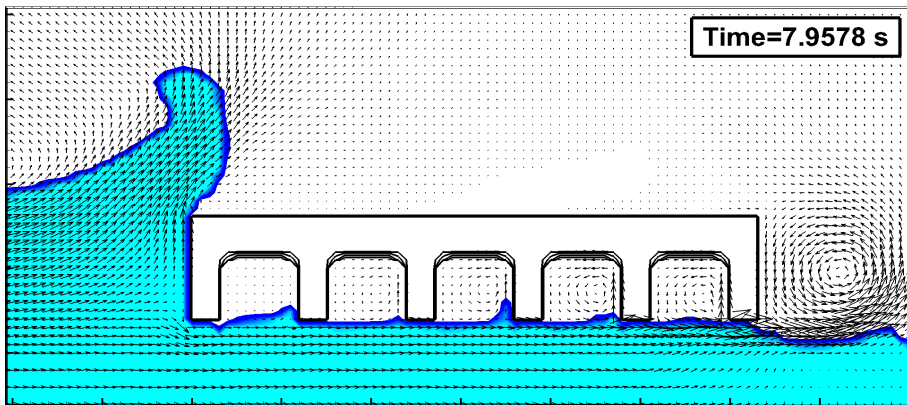


(a) The moment when maximum uplift force occurs

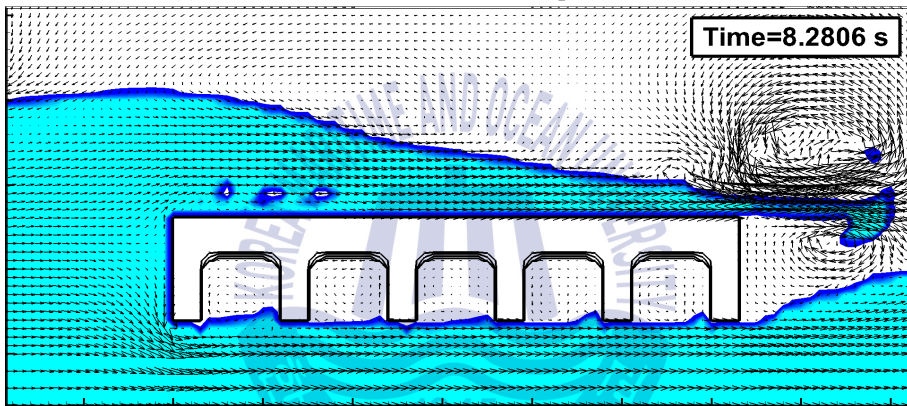


(b) The moment when maximum downward force occurs

Fig. 4.24. Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model(with two girders).



(a) The moment when maximum uplift force occurs



(b) The moment when maximum downward force occurs

Fig. 4.25. Snapshots of the solitary wave impacting the bridge model(with six girders).

4.6 결론

본 연구에서는 연안교량에 작용하는 고립파에 의한 지진해일파력을 난류해석이 포함된 3차원혼상류해석법인 TWOPM-3D를 적용하여 검토하였다. 더불어, Seiffert et al.(2014)에 의한 실험결과와 비교·검토하여 본 수치해석법의 타당성을 검증하였고, 2004년 인도양지진해일시 인도네시아에서 실제로 피해를 입은 Lueng Ie Bridge를 축적한 모델교량에 대해 고립파의 파고, 교량의 설치위치 및 Girder의 개수 등을 변화시켜 작용파력의 특성을 면밀히 분석하였다. 이로부터 얻어진 본 연구의 주요한 사항을 아래에 기술한다.

(1) Slab교량(혹은 Girder의 수가 0인 Girder교)에 대해 고립파의 파고변화에 따른 파력을

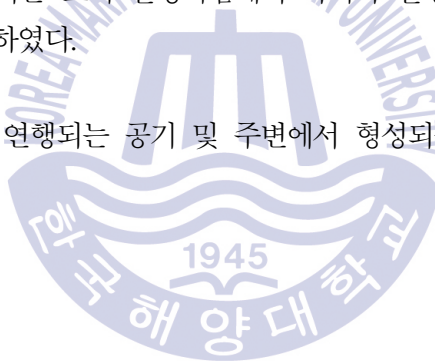
실험치와 비교한 결과, 수평파력과 연직파력이 대체로 잘 일치하였고, 연직파력의 Downward파력에서 다소 차이가 나타났지만 두 결과는 합리적인 일치성을 나타내었다.

(2) 교각의 파괴변화에 따라 연안교량에 작용하는 파력은 파괴가 커질수록 최대수평파력과 최대연직파력이 모두 증가하지만 최대수평파력이 증가율이 높다.

(3) 연안교량의 위치에 따라 연안교량에 작용하는 파력은 수평이격거리 D 의 증가에 비례하지 않으며, 단파에서 나타나는 연직불연속면 발달된 후 쇄파되는 지점에서 최대파력이 작용한다. 또한, 연직상방으로 작용하는 Uplift파력이 연직하방으로 작용하는 Downward파력보다 크게 나타난다.

(4) 교량의 Girder 수가 많을수록 교량의 연직면이 넓어지므로 수평파력이 증가하고, 최대수평파력과 최대연직파력은 그의 발생시점에서 차이가 발생하였지만 6개 Girder인 경우는 동일한 시간에 발생하였다.

(5) 연직파력에는 수중에 연행되는 공기 및 주변에서 형성되는 와의 영향이 크게 나타난다.



Reference

- Brorsen, M. and Larsen, J. (1987). Source generation of nonlinear gravity waves with boundary integral equation method, Coastal Engineering, 11, 93-113.
- Fenton, J. (1972). A ninth-order solution for the solitary wave, Journal of Fluid Mechanics, 53(2), 257-271.
- Grimshaw, R. (1971). The solitary wave in water of variable depth: Part 2, Journal of Fluid Mechanics, 46(3), 611-622.
- Kim, D. S., Lee, K. H., Hur, D. S. and Kim, J. S. (2001). Numerical simulation of wave fields due to the impermeable submerged breakwater using VOF method, Journal of The Korean Society of Civil Engineers, Vol. 21, No. 5B, 551-560.
- Lee, K. H., Lee, S. K., Shin, D. H. and Kim, D. S. (2008). 3-Dimensional analysis for nonlinear wave forces acting on dual vertical columns and their nonlinear wave transformations, Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 20(1), 1-13.
- Hinatsu, M. (1992). Numerical simulation of unsteady viscous nonlinear waves using moving grid system fitted on a free surface., J. of Kansai Soc. Nav. Archit., Japan, No. 217, 1-11.
- Ohyama, T. and Nadaoka, K. (1991). Development of a numerical wave tank for analysis of non-linear and irregular wave field, Fluid Dyna. Res., 8, 231-251.
- Seiffert, B., Hayatdavoodi, M. and Ertekin, R. C. (2014). Experiments and computations of solitary-wave forces on a coastal-bridge deck. Part I: flat plate, Coastal Engineering, 88, 194-209.

제 5장 결론

본 연구에서는 연안교량에 작용하는 고립파와 단파에 의한 지진해일파력을 난류해석이 포함된 3차원혼상류해석법인 TWOPM-3D를 적용하여 검토하였다. 더불어, 단파의 경우에는 Nakao et al.(2010), 고립파의 경우에는 Seiffert et al.(2014)에 의한 실험결과와 비교·검토하여 본 수치해석법의 타당성을 검증하였고, 2004년 인도양지진해일시 인도네시아에서 실제로 피해를 입은 Lueng Le Bridge를 축적한 모델교량에 대해 단파의 경우에는 단파강도, 수심 및 Girder의 개수 등을 변화시키고, 고립파의 경우에는 고립파의 파고, 교량의 설치위치 및 Girder의 개수 등을 변화시켜 작용파력의 특성을 면밀히 분석하였다. 이로부터 얻어진 본 연구의 주요한 사항을 아래에 기술한다.

5.1 연안교량에 작용하는 단파에 의한 파력

5.1.1 수치해석의 검증

상류측 수심의 변화에 따른 수위변동에 대해 본 수치해석치와 실험치를 비교한 경우, 단파의 전파시간, 시간의 경과에 따른 수위변동 및 최대수위 모두가 수치실험결과와 높은 대응성을 나타내었다. 또한, Girder가 존재하지 않는 RC Slab교에 대해 수치해석결과와 실험결과를 비교·검토한 경우, 수평파력은 매우 잘 일치하는 것을 알 수 있었고, Uplift파력 및 Downward파력에서 약간의 차이가 나타나지만 좋은 대응성을 나타내며, 시간이력에서도 잘 일치하는 것을 알 수 있었다. 이러한 비교·검토로부터 본 연구의 TWOPM-3D에 대한 타당성을 충분히 확인할 수 있었고, 교량에 작용하는 단파에 의한 파력을 수치시뮬레이션으로 충분히 재현할 수 있는 것으로 판단된다.

5.1.2 단파강도의 변화에 따른 작용파력의 변화

단파강도의 변화에 따라 연안교량(Girder교)에 작용하는 단파에 의한 파력에서, 단파강도가 커질수록 최대수평파력이 증가하고, 연직파력의 경우 Uplift파력은 증가하는 경향이

나타나지만 Downward파력은 감소하는 경우도 나타난다.

5.1.3 수심의 변화에 따른 작용파력의 변화

수심 변화에 따라 연안교량(Girder교)에 작용하는 단파에 의한 파력에서, 동일한 단파 강도에서 상·하류측의 수심이 증가할수록 최대수평파력은 증가하는 반면, 연직파력은 증가 혹은 감소하는 일률적인 경향을 나타내지 않는다. 또한, 상·하류측의 수심이 증가할수록 최대수평파력과 최대 Uplift파력이 작용하는 시간은 거의 동일하며, 최대 Uplift파력과 최대 Downward파력의 차이가 증가한다.

5.1.4 연안교량의 형상에 따른 작용파력의 변화

Girder가 많을수록 수평파력이 증가하고, 급격한 수평파력의 작용시간 직후 0.2~0.3s 후에 Uplift파력이 작용하는 것을 알 수 있었다. 또한, Girder가 많을수록 단파가 교량에 작용하는 순간 Girder와 Girder 사이에 있는 공기의 완충효과로 인하여 Uplift파력이 작게 산정된다.

5.2 연안교량에 작용하는 고립파에 의한 파력

5.2.1 수직해석의 검증

Slab교량(혹은 Girder의 수가 0인 Girder교)에 대해 고립파의 파고변화에 따른 파력을 실험치와 비교한 결과, 수평파력과 연직파력이 대체로 잘 일치하였고, 연직파력의 Downward파력에서 다소 차이가 나타났지만 두 결과는 합리적인 일치성을 나타내었다.

5.2.2 파고의 변화에 따른 작용파력의 변화

고립파의 파고변화에 따라 연안교량에 작용하는 파력은 파고가 커질수록 최대수평파력과 최대연직파력이 모두 증가하지만 최대수평파력이 증가율이 높다.

5.2.3 연안교량의 위치에 따른 작용파력의 변화

연안교량의 위치에 따라 연안교량에 작용하는 파력은 수평이격거리 D 의 증가에 비례

하지 않으며, 단파에서 나타나는 연직불연속면 발달된 후 쇄파되는 지점에서 최대파력이 작용한다. 또한, 연직상방으로 작용하는 Uplift파력이 연직하방으로 작용하는 Downward파력보다 크게 나타난다.

5.2.4 연안교량의 형상에 따른 작용파력의 변화

교량의 Girder 수가 많을수록 교량의 연직면이 넓어지므로 수평파력이 증가하고, 최대 수평파력과 최대연직파력은 그의 발생시점에서 차이가 발생하였지만 6개 Girder인 경우는 동일한 시간에 발생하였으며 연직파력에는 수중에 연행되는 공기 및 주변에서 형성되는 와의 영향이 크게 나타난다.

